



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE COMPONENTES
NO ESTRUCTURALES EN HOSPITALES DEL ESTADO
DE GUERRERO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

GIBRÁN VÁZQUEZ ARELLANES

DIRECTOR DE TESIS: **DR. HUGÓN JUÁREZ GARCÍA**

CIUDAD DE MÉXICO

MAYO DE 2017

*A Dios en quien confío y a mis padres
Pedro y Teresa.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi asesor, el Dr. Hugón Juárez García, quien con dedicación y paciencia me brindó la orientación para concluir este trabajo. Agradezco al Dr. Manuel E. Ruiz Sandoval, al Dr. Oscar M. González Cuevas, y al Dr. Cesar Arredondo Vélez, quienes se tomaron el tiempo para revisar esta tesis y que, de manera objetiva y con el afán de mejorar la calidad de este trabajo, me brindaron valiosos comentarios y sugerencias.

Agradezco a mis padres, Pedro Vázquez Rendón y Teresa Arellanes Muñoz, quienes confiaron en mí y me mostraron su más incondicional apoyo en las metas que me he puesto en la vida. Gracias por obsequiarme la mejor herencia que se le puede dar a un hijo, el temor de Dios y la educación.

Agradezco a los profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural y a mis compañeros de generación, por la maravillosa experiencia de realizar estudios de posgrado. A la Universidad Autónoma Metropolitana por acogerme como alumno; al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), que me brindó el respaldo económico durante mi estancia en el posgrado. Agradezco a la Dirección del Hospital General de la Ciudad de Chilpancingo, quienes me proporcionaron las facilidades para obtener la información estructural de los edificios estudiados.

Por último, agradezco a mi alma mater, la Universidad Autónoma de Guerrero; en particular a la Unidad Académica de Ingeniería y sus profesores, quienes pusieron las bases para lograr la meta profesional que se refleja en la culminación de este trabajo.

RESUMEN

En este trabajo se presenta la caracterización de la respuesta de Componentes No Estructurales (CNEs) en edificios de hospital. Se estudió el comportamiento sísmico no lineal de 3 edificios ubicados en la ciudad de Chilpancingo, Guerrero; dos en terreno blando y uno en terreno firme. Se realizaron análisis dinámicos paso a paso para los cuales se generaron acelerogramas sintéticos, cuyos espectros de respuesta se ajustan a espectros que son representativos del peligro sísmico de la región. Se obtuvieron las historias de aceleraciones de entrepiso de los edificios y se generaron espectros de respuesta para cada uno de ellos (Espectros de piso). Mediante esta metodología se permite la evaluación de los CNEs, idealizándolos como sistemas de un grado de libertad.

Se observa que los picos máximos espectrales de la respuesta estructural, están asociados al periodo fundamental de cada uno de los edificios estudiados. Además, las aceleraciones máximas en los CNEs exceden, en el nivel de azotea, entre 6 y 10 veces las aceleraciones pico de piso.

Para ciudades donde las fuentes sísmicas activas son relativamente cercanas, los picos de la respuesta estructural, están asociados a periodos cortos. Se concluye que para el rango de periodos de los CNEs estudiados (0.01 hasta 0.53 seg.), éstos experimentarán demandas de respuesta grandes en edificios bajos y de mediana altura. En hospitales, es necesario controlar la respuesta sísmica, ya que, aunque el sistema estructural se desempeñe adecuadamente, los CNEs podrían presentar daño y los edificios destinados a emergencias, perderían funcionalidad después de eventos sísmicos de gran magnitud.

ABSTRACT

In this paper the characterization of the response of Non Structural Components (NSCs) in hospital buildings is presented. The nonlinear seismic behavior of three buildings located in the city of Chilpancingo, Guerrero; two of them in soft soil and one of them in rock, were studied. Dynamic Time History Analysis was conducted with synthetic seismic records, whose response spectra match to spectra that are representative of seismic hazard in the region. The Stories accelerations were obtained and response spectra (Floor Spectra) were generated for each building. This methodology allows the evaluation of the NSCs, idealizing them as single degree of freedom system.

It is noted that the maximum spectral peaks of the structural response are associated with the fundamental period of the buildings studied. Further, maximum accelerations in NSCs excess, in roof level, between six and ten times the peak floor acceleration.

For cities where active seismic sources are relatively near, the peaks of the structural response are associated with short periods. Concluded that for the range of periods of the NSCs studied (0.01 to 0.53 sec.), they will experience great response demands. In buildings such as hospitals, it is necessary to control the seismic response, because, although the structural system is properly performed, the NSCs could pose damage, and emergency buildings lose functionality after seismic events of great magnitude.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	II
RESUMEN.....	III
ABSTRACT.....	IV
ÍNDICE GENERAL.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1.INTRODUCCIÓN.....	1
1.2.ANTECEDENTES.....	4
1.2.1.METODOLOGÍA.....	7
1.3.JUSTIFICACIÓN.....	8
1.4.OBJETIVOS.....	8
1.4.1.OBJETIVO GENERAL.....	8
1.4.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	8
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS.....	10
2.1.HOSPITAL GENERAL DE CHILPANCINGO.....	10
2.1.1.UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	10
2.2.EDIFICIOS SELECCIONADOS.....	11
2.2.1.GEOMETRÍA.....	11
2.2.2.MATERIALES.....	12
2.2.3.ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	16
2.2.4.CONSIDERACIONES GENERALES.....	17
2.3.EDIFICIO REGULAR.....	17
2.3.1.GEOMETRÍA.....	17
2.3.2.MATERIALES.....	18
2.3.3.ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	20
2.3.4.CONSIDERACIONES GENERALES.....	21
3. PELIGRO SÍSMICO.....	22
3.1.DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO.....	25
3.1.1.UBICACIÓN.....	25

3.1.2.RELIEVE Y GEOLOGÍA.....	25
3.2.FUENTES SISMOGÉNICAS.....	27
3.2.1.FUENTES TIPO ÁREA.....	28
3.2.2.FUENTES TIPO FALLA.....	31
3.2.3.RECURRENCIA SÍSMICA.....	33
3.3.LEYES DE ATENUACIÓN.....	35
3.3.1.YOUNGS ET AL, 1997.....	36
3.3.2.ATKINSON Y BOORE, 2003.....	36
3.3.3.GARCÍA ET AL, 2005.....	37
3.4.ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	38
3.4.1.ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.....	39
3.4.2.REGLEMENTACIÓN SISMICA.....	42
3.4.3.DESAGREGACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO.....	44
3.4.4.ESPECTROS CONDICIONALES PROMEDIO.....	47
3.5.AJUSTE DE ESPECTROS.....	48
3.5.1.ACELEROGRAMAS SEMILLA.....	49
3.5.2.ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS.....	50
3.6.PROPAGACIÓN DE ONDAS.....	54
3.6.1.PROPIEADES DINÁMICAS DEL SUELO.....	55
3.6.2.MODELO DE PROPAGACIÓN.....	55
3.6.3.ACELEROGRAMAS EN TERRENO BLANDO.....	57
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	59
4.1.ANÁLISIS MODAL.....	59
4.2. RELACIONES CONSTITUTIVAS.....	62
4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	66
4.4. ANÁLISIS PASO-A-PASO (TIEMPO-HISTORIA).....	69
4.5. ESPECTROS DE PISO.....	75
5. EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	82
5.1.EVALUACIÓN DE LOS CNEs.....	82
5.2.ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	87
5.2.1 SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE.....	89
6. CONCLUSIONES.....	91
6.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	91
6.2. TRABAJOS FUTUROS.....	93
BIBLIOGRAFÍA.....	94

A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES.....	98
A.1.EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN E1-H.....	98
A.2.EDIFICIO CONSULTA EXTERNA E2-CE.....	103
B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R.....	107
B.1.GEOMETRÍA.....	107
B.2.MATERIALES.....	109
B.3.ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	110
B.4.CONSIDERACIONES GENERALES.....	110
B.5.ESTIMACIÓN DE CARGAS.....	111
B.6.DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	112
B.6.1.LOSAS.....	112
B.6.2.TRABES PRINCIPALES.....	112
B.6.3.TRABES SECUNDARIAS.....	112
B.6.4.COLUMNAS.....	113
B.7.CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	113
B.8.ESPECTROS DE DISEÑO.....	116
B.9.ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	117
B.9.1.DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	119
B.10.DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	120
B.10.1.SISTEMA DE PISOS.....	120
B.10.2.TRABES.....	120
B.10.3.COLUMNAS.....	121
C. CORRECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS.....	122
C.1.CORRECCIÓN POR LÍNEA BASE.....	122
C.2.FILTRADO DE LA SEÑAL.....	123
C.3.ACCELEROGRAMAS CORREGIDOS.....	123
D. RELACIONES CONSTITUTIVAS.....	126
D.1.EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN E1-H.....	126
D.2.EDIFICIO CONSULTA EXTERNA E2-CE.....	134
D.3.EDIFICIO REGULAR E3-R.....	137
E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE.....	138
E.1.CONSIDERACIONES GENERALES.....	138
E.2.MÉTODO DE DISEÑO.....	139
E.3.DISEÑO DEL SISTEMA GRAVITACIONAL.....	139
E.4.DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	140
E.5.RIGIDIZACIÓN DEL SISTEMA GRAVITACIONAL.....	141

E.6.SISMO DE DISEÑO.....	142
E.7.EVALUACIÓN DEL SISTEMA AISLADO.....	143
E.8.ESPECTROS DE PISO.....	145

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Desglose típico de costos en edificios (Miranda y Taghavi, 2003).....	1
Figura 1.2.	Ilustración de la metodología de espectros de piso.....	3
Figura 2.1.	Vista general en planta del Hospital General “Raymundo Abarca Alarcón”.....	11
Figura 2.2.	Vista general en elevación del Hospital General “Raymundo Abarca Alarcón”.....	11
Figura 2.3.	Planta del nivel 1 de E1-H.....	14
Figura 2.4.	Corte esquemático de E1-H.....	15
Figura 2.5.	Planta del nivel 1 de E2-CE.....	15
Figura 2.6.	Corte esquemático de E2-CE.....	16
Figura 2.7.	Planta tipo de E3-R.....	19
Figura 2.8.	Vista en elevación de E3-R.....	20
Figura 3.1.	Placas tectónicas (Servicio Sismológico Nacional de México).....	22
Figura 3.2.	Ubicación geográfica de Chilpancingo, Guerrero.....	25
Figura 3.3.	Relieve del municipio de Chilpancingo, Guerrero.....	26
Figura 3.4.	Fuentes tipo área para sismos someros (Jerónimo, 2015).....	28
Figura 3.5.	Fuentes tipo área para sismos profundos (Jerónimo, 2015).....	29
Figura 3.6.	Segmentos de falla en el pacifico Mexicano (Jerónimo, 2015).....	32
Figura 3.7.	EPUs para la ley de atenuación de AB-03 para radio de 500 y 320 km.....	40
Figura 3.8.	EPUs para la ley de atenuación de GA-05 para radio de 500 y 320 km.....	40
Figura 3.9.	EPUs para la ley de atenuación de Y-97 para radio de 500 y 320 km.....	40
Figura 3.10.	Gráfica de peligro por fuente sísmica para $T=0.4$ s y $r=320$ km. Respuesta con el 5% de amortiguamiento-Componente Horizontal.....	41
Figura 3.11.	EPUs para cada ley de atenuación con $T_r=475$ años (10% en 50 años) $r=320$ km.....	41
Figura 3.12.	EPUs para cada ley de atenuación $T_r=100$ años (39.3 % en 50 años) $r=320$ km.....	42
Figura 3.13.	Comparación de los EPUs $T_r=100$ años $r=320$ km contra RCMCH y MOC-CFE.....	43
Figura 3.14.	Comparación de los EPUs $T_r=475$ años $r=320$ km contra RCMCH y MOC-CFE.....	44
Figura 3.15.	Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años Periodo=0.4 s.....	45
Figura 3.16.	Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años Periodo=0.5 s.....	46
Figura 3.17.	Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años Periodo=0.6 s.....	46
Figura 3.18.	CMS para $T=0.4$ s y $A=0.64$ g contra EPU $T_r=475$ años de Y97 Intraplaca.....	47
Figura 3.19.	CMS para $T=0.5$ s y $A=0.57$ g contra EPU $T_r=475$ años de Y97 Intraplaca.....	48
Figura 3.20.	CMS para $T=0.6$ s y $A=0.47$ g contra EPU $T_r=475$ años de Y97 Intraplaca.....	48
Figura 3.21.	Registro del sismo del 14 de septiembre de 1995. Dirección Norte-Sur.....	50
Figura 3.22.	Registro del sismo del 14 de septiembre de 1995. Dirección Este-Oeste.....	50
Figura 3.23.	Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.4$ Dirección Norte-Sur.....	51
Figura 3.24.	Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.4$ Dirección Este-Oeste.....	51
Figura 3.25.	Comparación entre espectros de respuesta y el ajustado CMS, $T=0.4$ s. Izquierda dirección N-S y derecha dirección E-O.....	51
Figura 3.26.	Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.5$ Dirección N-S.....	52
Figura 3.27.	Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.5$ Dirección E-O.....	52
Figura 3.28.	Comparación entre espectros de respuesta y el ajustado CMS $T=0.5$ s. Izquierda dirección N-S y derecha dirección E-O.....	52
Figura 3.29.	Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.6$ Dirección Norte-Sur.....	53

Figura 3.30. Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.6$ Dirección Este-Oeste.....	53
Figura 3.31. Comparación entre espectros de respuesta, CMS, $T=0.6$ Izquierda dirección N-S y derecha dirección E-O.....	53
Figura 3.32. Comparación entre espectros de respuesta registrados y simulados Dirección N-S.....	54
Figura 3.33. Variación del módulo de rigidez, y del porcentaje de amortiguamiento Idriss y Sun, (1992).....	56
Figura 3.34. Registro propagado para E1-H dirección N-S.....	57
Figura 3.35. Registro propagado para E1-H dirección E-O.....	57
Figura 3.36. Registro propagado para E2-CE dirección N-S.....	58
Figura 3.37. Registro propagado para E2-CE dirección E-O.....	58
Figura 3.38. Comparación entre espectros de respuesta de entrada y campo libre para E1-H (izquierda) y E2-CE (derecha). Dirección N-S.....	58
Figura 4.1. Modelo tridimensional de E1-H.....	59
Figura 4.2. Modelo tridimensional de E2-CE.....	59
Figura 4.3. Modelo tridimensional de E3-R.....	60
Figura 4.4. Primer modo de E1-H.....	61
Figura 4.5. Segundo modo de E1-H.....	61
Figura 4.6. Primer modo de E2-CE.....	61
Figura 4.7. Segundo modo de E2-CE.....	61
Figura 4.8. Primer modo de E3-R.....	62
Figura 4.9. Segundo modo de E3-R.....	62
Figura 4.10. Comparación entre diagramas momento-curvatura para E2-CE calculado con diferente modelo de concreto.....	63
Figura 4.11. Comparación entre diagramas momento-curvatura para E1-H calculado con diferente modelo de concreto	63
Figura 4.12. Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E1-H y armado de la sección correspondiente	64
Figura 4.13. Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E2-CE y armado de la sección correspondiente	64
Figura 4.14. Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E3-R y armado de la sección correspondiente	65
Figura 4.15. Diagrama Momento-Curvatura de C-1 E3-R.....	65
Figura 4.16. Mapeo de las rotaciones plásticas formadas.....	67
Figura 4.17. Curva de capacidad de E1-H.....	68
Figura 4.18. Curva de capacidad de E2-CE	68
Figura 4.19. Curva de capacidad de E3-R	68
Figura 4.20. Curvas de capacidad normalizadas por el peso	69
Figura 4.21. Aceleraciones para los niveles 1, 2, 3 y Azotea de E1-H	71
Figura 4.22. Aceleraciones para los niveles 1, 2 y Azotea de E2-CE	71
Figura 4.23. Aceleraciones para los niveles 1, 2, 3,4 y Azotea de E3-R	71
Figura 4.24. Desplazamientos del nivel de azotea de E1-H.....	73
Figura 4.25. Desplazamientos del nivel de azotea de E2-CE.....	73
Figura 4.26. Desplazamientos del nivel de azotea de E3-R.....	73

Figura 4.27. Distorsiones de entrepiso de E1-H, E2-CE y E3-R.....	74
Figura 4.28. Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y azotea..	76
Figura 4.29. Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E2-CE en los niveles 1, 2, y azotea ..	76
Figura 4.30. Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y azotea.....	77
Figura 4.31. Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y azotea...	78
Figura 4.32. Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E2-CE en los niveles 1, 2, y azotea...	78
Figura 4.33. Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y azotea	79
Figura 4.34. Espectro de respuesta de desplazamientos de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y azotea.....	80
Figura 4.35. Espectro de respuesta de desplazamientos de E2-CE en los niveles 1, 2, y azotea.....	80
Figura 4.36. Espectro de respuesta de desplazamientos de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y azotea...	81
Figura 5.1. Esquemización de la metodología de la evaluación de un CNE.....	84
Figura 5.2. Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2, 3 y Azotea) de E1-H...	87
Figura 5.3. Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2 y Azotea) de E2-CE....	87
Figura 5.4. Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2, 3, 4 y Azotea) de E3-R	88
Figura 5.5. Aceleraciones máximas espectrales normalizadas por la PGA.....	89
Figura 5.6 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel Azotea de E2-CE (5% de amortiguamiento).....	90
Figura 5.7 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel 2 de E2-CE (5% de amortiguamiento).....	90
Figura 5.8 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel 1 de E2-CE (5% de amortiguamiento).....	90
Figura A.1 Planta del primer nivel del edificio E1H.....	98
Figura A.2 Planta del segundo nivel del edificio E1-H.....	99
Figura A.3 Planta del tercer nivel del edificio E1-H.....	100
Figura A.4 Planta del nivel de azotea del edificio E1-H.....	101
Figura A.5 Corte esquemático del edificio E1-H.....	101
Figura A.6 Armado de columnas tipo del edificio E1-H (a) C-1(b) C-2 (c) C-3 y (d) C-4	102
Figura A.7 Trabes tipo del edificio E1-H.....	102
Figura A.8 Planta del primer nivel del edificio E2-CE.....	103
Figura A.9 Planta del segundo nivel del edificio E2-CE.....	104
Figura A.10 Planta del tercer nivel del edificio E2-CE.....	105
Figura A.11 Corte esquemático del edificio E2-CE.....	106
Figura A.12 Armado de columnas tipo del edificio E2-CE (a) C-1 (b) C-2.....	106
Figura A.13 Trabes tipo del edificio E2-CE.....	106
Figura B.1 Planta tipo de E3-R.....	108
Figura B.2 Vista en elevación de E3-R.....	109
Figura B.3 Espectro de diseño para estructuras del grupo A, RCMCH, (1999).....	116
Figura B.4 Espectro de diseño reducido por ductilidad, RCMCH, (1999).....	117
Figura B.5 Combinación de cargas para diseño por sismo.....	117
Figura B.6 Modelo tridimensional de E3-R.....	118
Figura B.7 Primer modo de E3-R.....	119
Figura B.8 Segundo modo de E3-R.....	119

Figura B.9 Tercer modo de E3-R.....	119
Figura B.10 Distorsiones de entrepiso de E3-R.....	120
Figura B.11 Armado de trabes tipo.....	120
Figura B.12 Armado de columna tipo.....	121
Figura C.1 Ejemplo de acelerograma sin corregir.....	122
Figura C.2 Registro corregido del sismo del 14 de septiembre de 1995, Dir. N-S.....	124
Figura C.3 Registro corregido del sismo del 14 de septiembre de 1995, Dir. E-O.....	124
Figura C.4 Comparación entre los espectros de Fourier, original y corregido, Dir. N-S.....	124
Figura C.5 Comparación entre los espectros de respuesta, original y corregido, Dir. N-S.....	125
Figura C.6 Comparación entre los espectros de Fourier, original y corregido, Dir. E-O.....	125
Figura C.7 Comparación entre los espectros de respuesta, original y corregido, Dir. E-O.....	125
Figura D.1 Relaciones constitutivas para trabes No. 1 a 6 de E1-H.....	126
Figura D.2 Relaciones constitutivas para trabes No. 7 a 12 de E1-H.....	127
Figura D.3 Relaciones constitutivas para trabes No. 13 a 18 de E1-H.....	128
Figura D.4 Relaciones constitutivas para trabes No. 19 a 24 de E1-H.....	129
Figura D.5 Relaciones constitutivas para trabes No. 25 a 30 de E1-H.....	130
Figura D.6 Relaciones constitutivas para trabes No. 31 a 36 de E1-H.....	131
Figura D.7 Relaciones constitutivas para trabes No. 37 a 41 de E1-H.....	132
Figura D.8 Relaciones constitutivas para columnas No. 1 a 4 de E1-H.....	133
Figura D.9 Relaciones constitutivas para trabes No. 1 a 6 de E2-CE.....	134
Figura D.10 Relaciones constitutivas para trabes No. 7 a 12 de E2-CE.....	135
Figura D.11 Relaciones constitutivas para trabes No. 13 a 17 de E2-CE.....	136
Figura D.12 Relaciones constitutivas para columnas No. 1 a 2 de E2-CE.....	137
Figura D.13 Relaciones constitutivas para trabes No. 1 y 2 de E3-R.....	137
Figura D.14 Relaciones constitutivas para columna de E3-R.....	137
Figura E.1 Armado de los elementos estructurales.....	140
Figura E.2 Espectros de desplazamientos para distinto nivel de amortiguamiento.....	145
Figura E.3 Modelo del edificio E2-CE rigidizado con contravientos.....	142
Figura E.4 Comparación entre espectro de diseño y espectro de respuesta ajustado Dir. N-S.....	142
Figura E.5 Acelerograma sintético Dir. N-S.....	143
Figura E.6 Acelerograma sintético Dir. E-O.....	143
Figura E.7 Curvas de capacidad global del sistema gravitacional para ambas direcciones.....	144
Figura E.8 Historia de desplazamientos en el sistema de aislamiento.....	144
Figura E.9 Distorsiones máximas de entrepiso.....	145
Figura E.10 Espectro de Seudoaceleraciones nivel de azotea.....	145
Figura E.11 Espectro de Seudoaceleraciones nivel 2.....	146
Figura E.12 Espectro de Seudoaceleraciones nivel 1.....	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Breve descripción de algunos sismos destructivos en México (Gama-García, 2012).....	4
Tabla 2.1.	Resumen de las características geométricas de E1-H.....	12
Tabla 2.2.	Resumen de las características geométricas de E2-CE.....	12
Tabla 2.3.	Resumen de los materiales constructivos para E1-H y E2-C.....	13
Tabla 2.4.	Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E1-H.....	16
Tabla 2.5.	Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E2-C.....	16
Tabla 2.6.	Resumen de las características geométricas de E3-R.....	17
Tabla 2.7.	Resumen de los materiales constructivos de E3-R.....	18
Tabla 2.8.	Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E3-R.....	20
Tabla 3.1.	Caracterización de fuentes sismogénicas tipo falla.....	34
Tabla 3.2.	Caracterización de fuentes sismogénicas tipo área.....	35
Tabla 3.3.	Descripción de los casos de estudio para distintos radios de influencia.....	39
Tabla 3.4.	Coeficientes sísmicos de acuerdo con el RCMCH.....	42
Tabla 3.5.	Valores de T_1 y r de acuerdo con el RCMCH.....	42
Tabla 3.6.	Valores para el cálculo del espectro de diseño de acuerdo al MOC-CFE.....	43
Tabla 3.7.	Idealización del suelo para el modelo de propagación, Gómez-Bernal et al, (1999)...	56
Tabla 4.1.	Periodos estructurales para cada edificio.....	60
Tabla 4.2.	Criterios de desempeño calculados.....	66
Tabla 4.3.	Ductilidades.....	67
Tabla 4.4.	Aceleraciones máximas de piso para los tres edificios.....	70
Tabla 5.1.	Características dinámicas de CNEs de acuerdo con E. Ventura, (2008)	83
Tabla 5.2.	Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E1-H.....	85
Tabla 5.3.	Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E2-CE.....	85
Tabla 5.4.	Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E3-R.....	86
Tabla 5.5.	Respuesta espectral de la bomba 3 en el nivel azotea de los tres edificios.....	86
Tabla 5.6.	Aceleraciones espectrales máximas para 2% de amortiguamiento.....	88
Tabla.B.1	Resumen de las características geométricas de E3-R.....	107
Tabla. B.2	Resumen de los materiales constructivos de E3-R.....	109
Tabla. B.3	Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E3-R.....	110
Tabla. B.4	Estimación de cargas para la losa de azotea.....	111
Tabla. B.5	Estimación de cargas para losas de entrepiso.....	111
Tabla. B.6	Rigideces de entrepiso.....	114
Tabla. B.7	Excentricidad torsional.....	115
Tabla. B.8	Coeficientes sísmicos del RCMCH, (1999).....	116
Tabla. B.9	Periodos estructurales de E3-R.....	118
Tabla E.1	Aisladores seleccionados.....	141

1 MARCO TEÓRICO

1.1 INTRODUCCIÓN

Los componentes no estructurales (CNEs) son elementos que proveen funcionalidad y servicios esenciales a los edificios, por ejemplo, aquellos utilizados como infraestructura crítica (hospitales, escuelas, edificios dedicados a comunicación, etcétera). Los CNEs, por definición, no pertenecen al sistema estructural que soporta cargas en un edificio y tampoco contribuyen a la resistencia de fuerzas gravitacionales o sísmicas; sin embargo, están sujetos, al igual que la estructura soportante, al mismo entorno dinámico.

El estudio de los CNEs se ha vuelto relevante a medida que avanza el conocimiento de la ingeniería sísmica; pueden ser estudiados desde diferentes perspectivas, tales como la funcionalidad que tienen en los edificios, sus efectos en la respuesta estructural, modos de falla o daño, la respuesta estructural a la que son más susceptibles (aceleración, velocidad o desplazamiento), y las repercusiones que tienen al dañarse (*Miranda y Taghavi, 2003*), además de los siguientes aspectos que se deben tener en cuenta:

- Representan la mayor parte del costo total del edificio en muchos de los casos (*Figura 1.1*)
- Los daños causados a ellos son producidos por deformaciones que resultan ser menores que aquellas necesarias para causar daños a la estructura
- Los daños substanciales a ellos pueden repercutir en la funcionalidad del edificio.

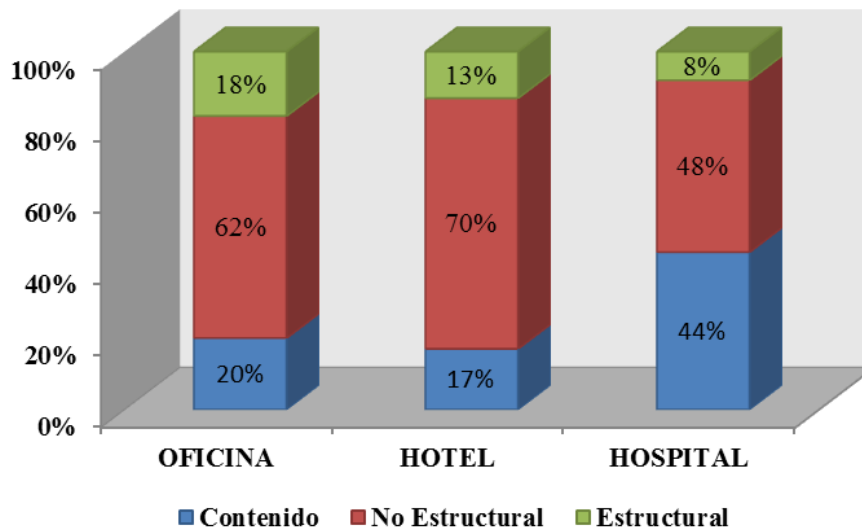


Figura. 1.1 Desglose típico de costos en edificios (*Miranda y Taghavi, 2003*)

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

Los componentes CNEs se clasifican generalmente en tres grupos:

- a) Componentes Arquitectónicos: muros divisorios, parapetos, chimeneas, áticos, sistemas de techo falso con plafones, decoraciones, marquesinas, salidas y escaleras independientes del edificio, ventanas y sistemas de iluminación
- b) Equipo Mecánico y Eléctrico: Sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado, motores, turbinas, compresores, generadores, transformadores, tableros de mando, computadoras, sistema de tuberías, conductores eléctricos entre otros, y
- c) Contenidos del Edificio: Archiveros, estantes, muebles, sillas y demás contenido usual en edificios.

Existen otras clasificaciones de los CNEs, por ejemplo como lo presenta *Roger Scholl et al, (1984)* donde los CNEs se clasifican de acuerdo a: peligro de vida, pérdida de funcionalidad y pérdidas económicas. *Miranda y Taghavi, (2003)*, presentan una metodología para clasificar los CNEs basada en la funcionalidad que tienen en los edificios, la sensibilidad a los parámetros de la respuesta estructural y la repercusión de los estados de daño.

En sismos fuertes, en diferentes países, las pérdidas causadas por daños a CNEs han llegado a ser mucho mayores que las pérdidas por daños a elementos estructurales. Más aún, las pérdidas en CNEs, pueden limitar la funcionalidad de los edificios de emergencia (hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, etc.), y ocasionar que las condiciones de supervivencia se reduzcan drásticamente después de un evento natural de gran magnitud. Por esta razón la evaluación de los CNEs en los edificios de servicio se vuelve una labor importante.

Sin embargo, en estructuras como hospitales o subestaciones eléctricas donde existe una gran cantidad de CNEs es indispensable proponer metodologías rápidas, efectivas y económicas, que permitan estimar el riesgo de ellos ante sismos o eventos naturales importantes (*Juárez-García et al, 2014*).

En la mitad del último siglo se han desarrollado métodos que permiten llevar a cabo el análisis sísmico de CNEs. Algunas de estas metodologías, se han introducido en las disposiciones sísmicas de ciertos reglamentos, para la evaluación y diseño de CNEs muy simples. Algunas de las razones por la que los métodos propuestos sólo evalúan el comportamiento sísmico de CNEs simples, son las siguientes:

- Los análisis dinámicos en los que se considera la interacción entre la estructura y los CNEs, requiere de modelos numéricos que consideren un gran número de grados de libertad.
- A menudo se requieren la historia de aceleraciones para realizar un análisis dinámico paso-a-paso, que capture adecuadamente la interacción entre los componentes estructurales y los CNEs.
- Las frecuencias de los CNEs muchas veces coinciden con alguna de las frecuencias naturales de la estructura (se encuentran en resonancia).

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

- La gran diferencia entre las características de amortiguamiento de los CNEs y los componentes estructurales, da lugar a modos de amortiguamiento no clásicos.
- Los componentes no estructurales pueden conectarse y estar soportados en diferentes puntos en la estructura por lo que estarían afectados por múltiples excitaciones en la base.

Una de las metodologías más utilizadas para obtener la respuesta de los CNEs es a través de espectros de respuesta de piso (Espectros de piso), que consiste en obtener el espectro de respuesta donde se encuentra ubicado algún CNE, y posteriormente usarlo para obtener su respuesta sísmica. Para ello es necesario realizar un análisis dinámico paso-a-paso de la estructura bajo las aceleraciones del terreno, y obtener las historias de aceleraciones para cada piso o en el grado de libertad de relevancia de la estructura en estudio.

Una vez obtenida la historia de aceleraciones en el grado de libertad de interés, se obtienen espectros de respuesta (espectros de piso). Posteriormente, los CNEs se idealizan como sistemas de un grado de libertad (SUGDL), y así, teniendo sus características dinámicas (frecuencia y amortiguamiento), se obtiene la respuesta de cualquier CNE como en un análisis espectral convencional. Se ilustra la metodología en la Figura 1.2.

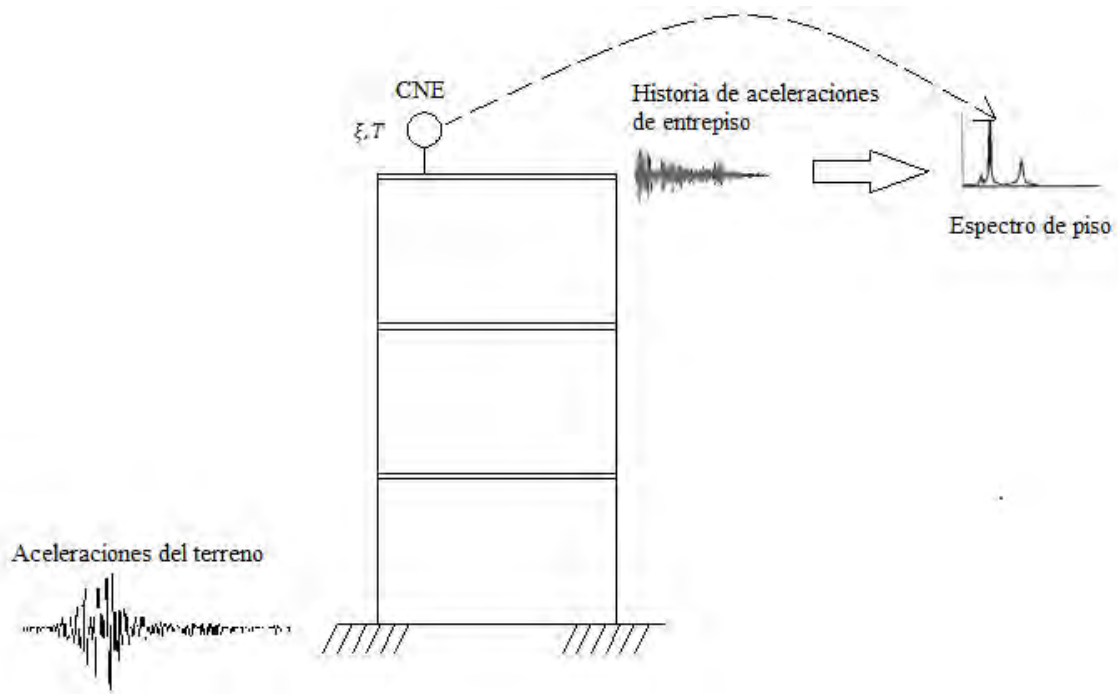


Figura. 1.2 Ilustración de la metodología de espectros de piso

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

1.2 ANTECEDENTES

A lo largo de la historia han ocurrido sismos de gran magnitud en diferentes partes del mundo, los cuales han causado que las condiciones de vida después del evento natural, cambien drásticamente; por ejemplo, los terremotos de Chile y de Haití en 2010 o el de Japón en 2011.

Es bien conocido que en México, el sismo que ha causado una de las mayores catástrofes, es el ocurrido en las costas del estado de Michoacán en septiembre de 1985, el cual provocó numerosas pérdidas humanas y materiales en la Ciudad de México. Además de este sismo, han ocurrido otros que han causado daños importantes en distintas ciudades de México. En la Tabla 1.1 se muestra una descripción breve de algunos sismos destructivos en el país.

Tabla 1.1 Breve descripción de algunos sismos destructivos en México (Gama-García, 2012)

Sismo	Fuente sísmica	Valores de MMI	Daño observado	Muertes
28 de julio de 1957 (M 7.8)	Acapulco-San Marcos	Acapulco V	Menor	-
		Chilpancingo VIII	Severo	8
		Ciudad de México VII	Moderado	160
14 de marzo de 1979 (M 7.4)	Petalán	Acapulco VI	Menor	-
		Chilpancingo VI	Menor	-
		Ciudad de México VI-VII	Moderado	5
19 de septiembre de 1985 (Mw= 8.1)	Michoacán	Acapulco VI	Moderado	-
		Chilpancingo VII-VIII	Severo	-
		Ciudad de México VIII-IX	Fuerte	>10000
14 de septiembre 1995 (Mw=7.4)	Ometepec	Ometepec VIII	Severo	4
		Acapulco V	Menor	-
		Chilpancingo VI	Menor	-
		Ciudad de México IV	Menor	-
9 de octubre de 1995 (Mw=8.0)	Colima	Barra de Navidad IX	Fuerte	10
		Manzanillo VIII	Severo	40
		Ciudad de México V	Menor	-
15 de junio de 1999 (Mw=7.0)	Profundo (Baja Tehuacán)	Tehuacán VIII	Severo	-
		Ciudad de Puebla VIII	Severo	10
		Ciudad de México VI	Menor	2
20 de marzo de 2012 (Mw=7.4)	Ometepec	Ometepec VII-VIII	Severo	-
		Acapulco V	Menor	-
		Chilpancingo VI	Menor	-
		Ciudad de México VI	Menor	-

El estado de Guerrero se encuentra en una de las regiones capaces de liberar súbitamente la energía sísmica acumulada por más de un siglo, debido a su ubicación en una de las brechas sísmicas de mayor peligro a nivel mundial. Guerrero se encuentra expuesto a sismos de subducción, debido al movimiento relativo de la placa de Cocos por debajo de la placa Norteamericana, y a sismos corticales de pequeña y mediana profundidad (Arroyo-Matus *et al*, 2014).

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

En el estado de Guerrero los sismos de los últimos años han causado daños importantes, como el de Zumpango en 2011. Este produjo la muerte de 4 personas; y un total de 81 municipios afectados, de los cuales 22 presentaron afectaciones a la infraestructura en los sectores de vivienda, educativo, salud y monumentos históricos. El costo estimado de las reconstrucciones ascendió a 70 millones de pesos (*Arroyo-Matus, 2011*).

El sismo de Ometepec del 20 de marzo de 2012 causó daños severos en las zonas rurales de la zona epicentral. En edificios de infraestructura crítica, como hospitales y escuelas, el daño se localizó en elementos no estructurales (muros aparentes y elementos de fachada) y en los contenidos de dichas edificaciones. En otros edificios de concreto, hoteles y bancos, de dos a cuatro niveles, con configuraciones irregulares, se presentaron agrietamientos en los muros. Los daños en los edificios de servicio fueron reparados y después del tercer día se encontraban en operación. (*Juárez-García et al, 2012*).

Entre los primeros estudios de peligro sísmico realizados para México se encuentran los trabajos de *Nishenko y Singh, (1987)*, donde se presentaron probabilidades de ocurrencia condicionales dependientes del tiempo. Estas se utilizaron para determinar la recurrencia de sismos intraplaca de larga duración y magnitudes grandes a lo largo de la zona de subducción mexicana para intervalos de 5, 10 y 20 años.

Ordaz et al, (1989), estudiaron razones de excedencia para magnitudes de sismos. *Esteve y Ruiz, (1989)* presentaron el análisis probabilista del riesgo de daños por sismo en construcciones de México. *Zúñiga et al, (1997)* presentaron un proyecto completo de estudio de peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe, donde también se incluyó la regionalización sismotectónica de México.

Debido la alta sismicidad en México y en caso particular en el estado de Guerrero, por las razones expuestas anteriormente, se han desarrollado estudios sobre el peligro sísmico para este estado mexicano. *Gómez-Bernal et al, (1999)* estudiaron el peligro sísmico para el valle de Chilpancingo dada la cercanía con las fuentes sismogénicas. Más tarde *Gama-García et al, (2010)* presentan resultados sobre la estimación de los efectos de sitio y la amplificación sísmica para la misma ciudad.

Inca-Cabrera, (2013) presenta un estudio de Peligro sísmico particularmente para la ciudad de Ometepec y ciudades cercanas; aplicando el método de ponderación de distancia inversa para interpolar valores; de allí, se obtuvieron nuevos parámetros sísmicos a partir de Espectros de Peligro Uniforme (EPU) para el segmento Ometepec y ciudades aledañas.

Posteriormente *Jerónimo-García, (2015)* desarrolló una base de datos con información de EPU para puntos específicos, intersectados por un mallado de 30 km aproximadamente para los estados mexicanos de Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Empleando el método de la ponderación de la distancia inversa se pueden interpolar datos de EPU en cualquier punto para los que no se tienen valores.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

La alta sismicidad en México ha ayudado a que la ingeniería estructural y sísmica se hayan desarrollado en conjunto y hoy día cuentan con gran prestigio internacional; un ejemplo de ello es que, tras el sismo del 19 de septiembre de 1985 se han hecho importantes modificaciones a las disposiciones sísmicas. Se ha observado que los edificios construidos con estas nuevas disposiciones, han tenido un buen comportamiento estructural ante sismos recientes. Sin embargo, el comportamiento de sus contenidos y CNEs, en la mayoría de ellas, no ha sido el adecuado.

Por lo tanto, es necesario actualizar y proponer disposiciones en los reglamentos para que pueda mitigarse el daño a los mismos, ya que estos son de gran importancia en la funcionalidad de edificios catalogados como Grupo A de acuerdo a los reglamentos mexicanos.

Pocos reglamentos han establecido disposiciones para el diseño de CNEs. *Taylor y Long, (1997)*, realizaron una revisión de las disposiciones existentes para los reglamentos siguientes: Uniform Building Code 1994, Standard Building Code 1994, NEHRP 1994, El código de Nueva Zelanda, y las disposiciones para CNEs usadas en Japón. Encontraron una amplia variación en los requerimientos de fuerzas sísmicas y desplazamientos para los CNEs que van en relaciones de magnitud de hasta de 5 veces entre el reglamento más riguroso y el menor de ellos.

Miranda y Taghavi, (2003), desarrollaron una base de datos para la adecuada organización, almacenamiento y fácil recuperación de la información relacionada con el comportamiento de CNEs en edificios comerciales. La base de datos incluye: descripción de daños, costos de reparación, librería de imágenes de los daños a CNEs y curvas de fragilidad que representan el daño de los CNEs como función del movimiento de la estructura.

Whitaker y Soong, (2003) muestran un panorama de las investigaciones realizadas con relación al comportamiento de CNEs por los centros de investigación en ingeniería sísmica de Estados Unidos: Earthquake Engineering Research Centers (EERCs): the Mid America Earthquake Center (MAE), The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), and the Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER).

Mondal y Sushir, (2005) realizaron una revisión de las disposiciones referentes a los CNEs del Eurocódigo 8, el Uniform Building Code 1997, el International Building Code 2003, el código de Nueva Zelanda 1992 y el Indian Standard 2002. Concluyeron que estos reglamentos recomiendan que los CNEs se diseñen con coeficientes sísmicos mucho más altos que los de la propia estructura donde se encuentran soportados. Además, que la mayoría de estos reglamentos sugieren el uso de los espectros de piso para obtener la respuesta de los CNEs más importantes.

Reinhorn et al, (2010), desarrollaron instalaciones de prueba con mesas vibratorias para la evaluación sísmica de techos falsos suspendidos y otros CNEs, además desarrollaron modelos analíticos para estimar las propiedades dinámicas de los marcos de prueba y complementar su diseño.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

Pino-Guzmán, (2010) presenta en su trabajo de tesis la caracterización de la respuesta en aceleración absoluta de edificios de acero para calcular las fuerzas inerciales en los CNEs, realiza el análisis mediante la metodología de espectros de piso.

En 2011-2012 se completó un proyecto de investigación en la universidad de San Diego California que consistía en la prueba de un edificio de concreto reforzado a escala natural de 5 niveles, el principal objetivo de esta investigación fue estudiar el comportamiento e interacción sísmica de la estructura principal y sus CNEs, además de contribuir en el desarrollo de metodologías de diseño basadas en el desempeño de los mismos. (*Chen et al, 2013*)

Jaimes y Reinoso, (2013), presenta un procedimiento para estimar pérdidas esperadas por sismo en los contenidos de edificios de varios pisos para múltiples modos de falla. El procedimiento considera la correlación estadística de los modos de falla debidos a la respuesta dinámica de los contenidos y modos de falla debidos a los CNEs, los efectos de la variación de la intensidad en los distintos niveles del edificio y la correlación de la respuesta en distintos pisos.

Juárez-García et al, (2014), describen el comportamiento de CNEs ante diferentes escenarios sísmicos utilizando la metodología de Espectros de respuesta de piso. Obtuvieron los parámetros dinámicos de los CNEs realizando pruebas de vibración forzada y en operación, además se revisaron las pruebas realizadas en mesa vibratoria.

1.2.1 METODOLOGÍA

La metodología utilizada en este trabajo se muestra a continuación y consiste en 10 puntos.

1. Obtención de información necesaria acerca del comportamiento de los CNEs, así como trabajos de investigación previos.
2. Selección de los hospitales en el estado de Guerrero. Se recopilan planos estructurales y constructivos, memorias de cálculo. Se solicitan permisos escritos para realizar visitas de reconocimiento.
3. Se documenta la información sobre las características dinámicas de los CNEs seleccionados, se procesa la información.
4. Se realiza un inventario de los CNEs más importantes para la operación y funcionalidad de los hospitales seleccionados. Se define la distribución de estos y se propone la modelación de la estructura con los grados de libertad de interés.
5. Selección de los escenarios sísmicos y procesamiento de la información necesaria para definir las fuerzas de excitación. Se eligen EPU's y Espectros Condicionales promedio (CMS) para definir los acelegrogramas sintéticos.
6. Los edificios se modelan como sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL), mediante modelos tridimensionales.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

7. Se realiza el análisis dinámico paso-a-paso de los edificios y se obtiene la respuesta de aceleraciones en cada entrepiso, se considera el comportamiento lineal y no lineal.
8. Con las aceleraciones calculadas, se obtienen espectros de respuesta en cada entrepiso para cada edificio, se utilizan amortiguamientos asociados a los CNEs estudiados.
9. Se obtiene la respuesta de los CNEs en función de sus características dinámicas y el espectro de piso correspondiente.
10. Elaboración de conclusiones y recomendaciones de acuerdo a los resultados obtenidos.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Durante e inmediatamente después de la ocurrencia de un terremoto, la prioridad es salvar vidas y proporcionar asistencia a los heridos. Los hospitales juegan un papel importante para estos fines, por lo que deben mantenerse funcionando en todo momento. Si bien los edificios pertenecientes al grupo A, de acuerdo a los reglamentos mexicanos, son diseñados para soportar acciones sísmicas importantes; los CNEs, en la mayoría de los casos, no son revisados o diseñados. La funcionalidad de ellos, en edificios como hospitales, es crucial para la atención de contingencias después de un evento natural de gran magnitud. Si la funcionalidad de un edificio de emergencia se ve afectada por la falla de alguno de sus componentes, las condiciones para atender contingencias se verán reducidas.

La mayoría de los ingenieros están familiarizados con el análisis y diseño del sistema estructural de un edificio, no así con el de los CNEs. Este análisis es relevante en el estado de Guerrero, donde al existir una deficiencia en la infraestructura de vivienda, es necesario que la infraestructura de emergencia se mantenga funcional antes, durante y después de un sismo, ya que estos edificios, funcionan como refugios temporales y de asistencia médica.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Caracterizar el comportamiento sísmico de los CNEs de 3 hospitales en el estado mexicano de Guerrero, a través de sus parámetros dinámicos y la respuesta en desplazamiento, velocidades y aceleraciones ante escenarios con base en el peligro sísmico en el estado.

1.4.2 Objetivos Específicos

1. Definir los escenarios sísmicos para la ubicación de los edificios seleccionados a través de EPU y acelerogramas sintéticos.
2. Recopilar parámetros dinámicos (Frecuencias y amortiguamiento) de los CNEs dentro de hospitales, a través de pruebas ya realizadas para algunos de estos.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

3. Evaluar el desempeño de los edificios seleccionados a través de análisis paso a paso no lineales.
4. Obtener los espectros de piso, para definir las respuestas máximas en desplazamiento, velocidad y aceleraciones de los CNEs.
5. Comparar los resultados de las respuestas máximas de los CNEs en cada hospital, y caracterizar el comportamiento de acuerdo a la acción sísmica correspondiente.

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

En este trabajo se consideró estudiar 3 edificios construidos en el estado de Guerrero, dos de los cuales, pertenecen al hospital general “Raymundo Abarca Alarcón” ubicado en la ciudad de Chilpancingo, el tercer edificio corresponde a un hospital hipotético, regular, que sirvió como edificio de referencia en la respuesta estructural, ya que se encontró que los edificios pertenecientes al hospital de Chilpancingo son irregulares, tanto en elevación como en planta. En las secciones subsecuentes se describen los edificios pertenecientes al hospital de Chilpancingo y el edificio propuesto.

2.1 HOSPITAL GENERAL DE CHILPANCINGO

El hospital general “Raymundo Abarca Alarcón” de Chilpancingo, terminado de construir en noviembre de 2011 e inaugurado el 16 de marzo del 2012, es un hospital de segundo nivel y el más grande en su tipo en el estado de Guerrero. Atiende a la población de la zona centro del estado; con una plantilla de mil cien trabajadores entre médicos, enfermeras y personal administrativo.

Cuenta con los servicios de medicina interna, medicina general, traumatología, pediatría y urología, además de las subespecialidades de Cirugía plástica, neurocirugía, dermatología, oftalmología, otorrinolaringología, tococirugía y cirugía oncológica, entre otras. (*Portal oficial del estado de Guerrero, <http://guerrero.gob.mx/articulos/2692-2>*)

El hospital general está conformado por 3 edificios, a) Hospitalización, dentro del cual se encuentra el área de urgencias, b) Consulta Externa y c) Servicios. Están estructurados con base en marcos de concreto reforzado y losas macizas apoyadas perimetralmente. En este trabajo se consideró estudiar los edificios de Hospitalización de 4 niveles y Consulta Externa de 3 niveles, los cuales son las estructuras más grandes del hospital, a estos se les asignó la clave E1-H y E2-CE respectivamente.

2.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El hospital general se encuentra ubicado en la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, en la carretera Nacional México 219, Tierras Prietas. Con coordenadas geográficas 17°36'21" Latitud norte y 99°31'15" Longitud oeste. Se muestra en las Figuras 2.1 y 2.2 una vista general en planta y en elevación del hospital.

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS



Figura. 2.1 Vista general en planta del Hospital General “Raymundo Abarca Alarcón”



Figura. 2.2 Vista general en elevación del Hospital General “Raymundo Abarca

2.2 EDIFICIOS SELECCIONADOS

El edificio de Hospitalización (E1-H) y de Consulta Externa (E2-CE), ambos son edificios clasificados, de acuerdo al *Reglamento de Construcciones para el Municipio de Chilpancingo, 1999 (RCMCH, 1999)*, como estructuras del Grupo “A”. Están estructurados con base en marcos de concreto reforzado dúctiles y losas perimetralmente apoyadas. Fueron diseñados para un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y un coeficiente sísmico $C_s=1.25$. En las secciones subsecuentes se describe la geometría, materiales y dimensiones de los elementos estructurales de ambos edificios.

2.2.1 GEOMETRÍA

La geometría en planta y elevación de E1-H se muestra en las Figura 2.3 y 2.4 y para E2-CE en las figuras 2.5 y 2.6. Las plantas mostradas son representativas de ambos edificios y se muestran con mayor detalle en el Apéndice A, de donde se pueden observar que las plantas de cada nivel son distintas, por lo que provocan irregularidad estructural. También es de importancia

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

notar que las trabes secundarias en ambos edificios están dispuestas en una sola dirección lo cual provoca que existan modificaciones en la respuesta sísmica de acuerdo con lo presentado por *Tena-Colunga et al, (2012)*. La Tabla 2.1 contiene un resumen con las características geométricas básicas del edificio E1-H y en la Tabla 2.2, las correspondientes a E2-CE. Las condiciones de regularidad se evaluaron con base en lo establecido en el *RCMCH, 1999*. El área total construida considera la suma de las áreas de cada nivel.

Tabla 2.1 Resumen de las características geométricas de E1-H

RESUMEN DE GEOMETRÍA E1-H	
Estructuración	Marcos de concreto reforzado y losas macizas apoyadas perimetralmente.
Área construida:	13282.68 m ²
No de niveles:	4
Alturas de entrepisos:	Nivel 1: 4.55 m
	Nivel 2: 4.20 m
	Nivel 3: 4.15 m
	Nivel 4: 4.20 m
	Altura total: 17.10 m
Condiciones de regularidad :	Irregular

Tabla 2.2 Resumen de las características geométricas de E2-CE

RESUMEN DE GEOMETRÍA E2-CE	
Estructuración	Marcos de concreto reforzado y losas macizas apoyadas perimetralmente.
Área construida:	3858.51 m ²
No de niveles:	3
Alturas de entrepisos:	Nivel 1: 4.55 m
	Nivel 2: 4.20 m
	Nivel 3: 4.15 m
	Altura total: 12.90 m
Condiciones de regularidad :	Irregular

2.2.2 MATERIALES

Con base en la información proporcionada por el área de mantenimiento del “Hospital Raymundo Abarca Alarcón” en los planos estructurales, se identificaron los materiales empleados en la construcción de los edificios. Como se mencionó, la estructura es de concreto reforzado y se tienen las propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo, las cuales se

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

utilizaron para estimar rigideces y pesos unitarios. En la Tabla 2.3 se muestra el resumen de las propiedades, además de los materiales para muros divisorios y perimetrales, los cuales sirvieron para estimar las cargas gravitacionales respectivas. Las propiedades presentadas son las mismas para ambos edificios.

Tabla 2.3 Resumen de los materiales constructivos para E1-H y E2-C

RESUMEN DE MATERIALES	
Concreto:	$f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$
Acero:	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
Muros perimetrales:	Mampostería confinada
Muros divisorios:	Tabla-roca y Durock
Pisos:	Loseta cerámica
Techos:	Plafones de yeso
Cancelería:	Aluminio
Aplanados:	Yeso y Mortero Arena-Cemento

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

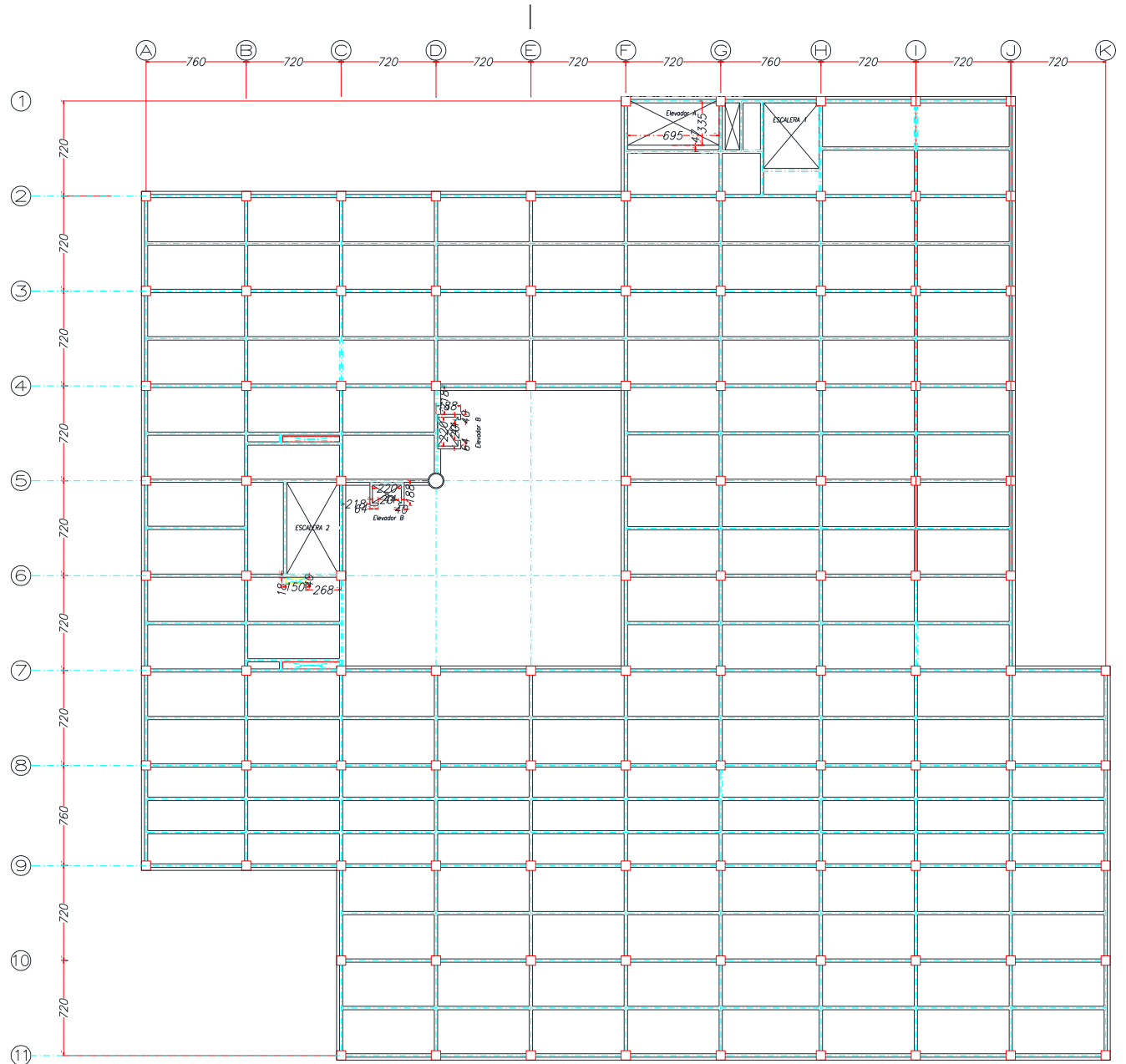


Figura. 2.3 Planta del nivel 1 de E1-H

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS



Figura. 2.4 Corte esquemático de E1-H

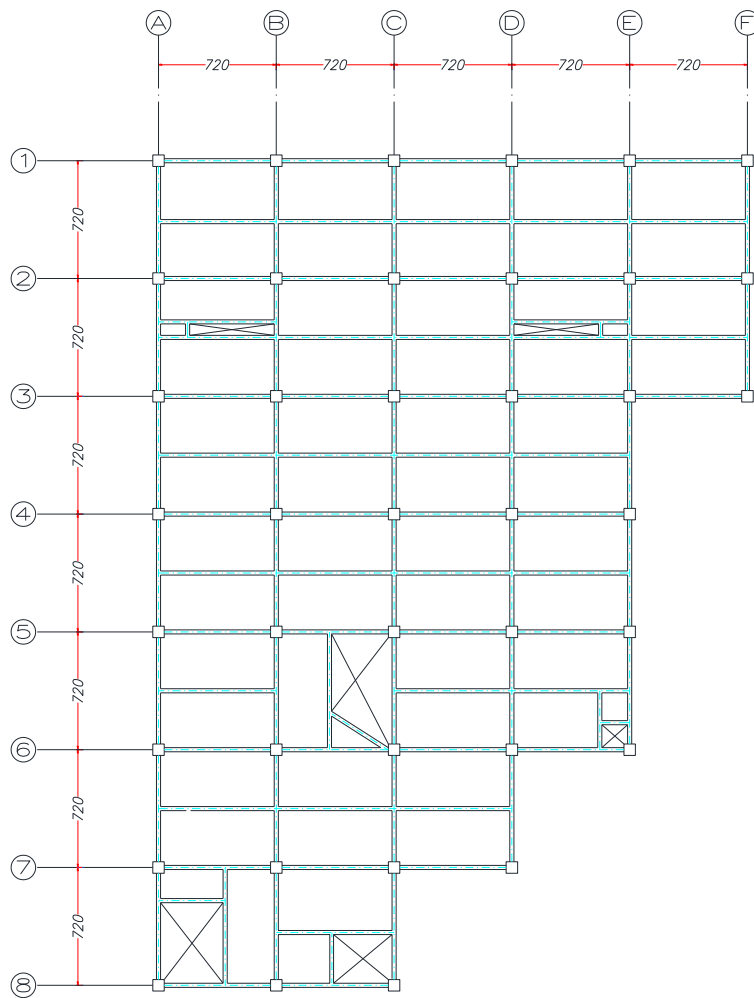


Figura. 2.5 Planta del nivel 1 de E2-CE

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

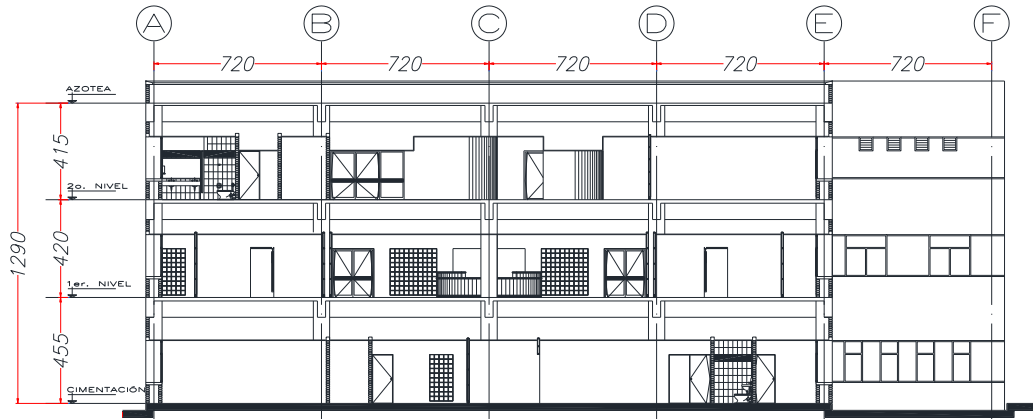


Figura. 2.6 Corte esquemático de E2-CE

2.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se encontró de los planos constructivos las dimensiones que se muestran en las Tablas 2.4 y 2.5 para las secciones de los elementos estructurales. Con base en la información de los planos se estableció que la resistencia del concreto indicada en la Sección 2.2.2 es la misma para todos los elementos estructurales en ambos edificios, así como las mismas dimensiones para todas las secciones, habiendo diferencias sólo en las cantidades de acero de refuerzo.

Tabla 2.4 Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E1-H

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA E1-H	
Columnas rectangulares:	70 x 70 cm
Columnas circulares:	D = 120 cm
Trabes principales:	80 x 35 cm
Vigas secundarias:	20 x 70 cm
Espesor de las losas:	H=10 cm

Tabla 2.5 Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E2-CE

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES E2-CE	
Columnas rectangulares:	70 x 70 cm
Columnas circulares:	D = 120 cm
Trabes principales:	80 x 30 cm
Vigas secundarias:	20 x 70 cm
Espesor de las losas:	H=10 cm

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

2.2.4 CONSIDERACIONES GENERALES

- De acuerdo con los planos constructivos, se considera que los muros de fachadas y divisorios no están ligados con el sistema estructural por lo que estos no aportan rigidez al mismo.
- Las vigas perimetrales se construyeron a paño de columna.
- Se consideró una cimentación rígida para ambos edificios.
- Los muros de concreto para los elevadores panorámicos de E1-H no se consideran ligados a las trabes como se indica en los detalles de los planos estructurales.
- Para las losas de azotea se consideran con pendientes para desagüe menores al 5%.

2.3 EDIFICIO REGULAR

Se propuso un edificio regular en planta y elevación al cual se le asignó la clave (E3-R), éste sirvió de referencia en la respuesta estructural. La planta se propuso tomando como base el núcleo que se aprecia en E1-H entre los ejes A-H y los ejes 2-9. Se consideró que el destino fuera Hospital, clasificada como estructura del Grupo “A” *RCMCH, (1999)*. Se consideró una estructuración con base en marcos dúctiles de concreto reforzado y losas perimetralmente apoyadas. Se propuso un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y se utilizó el espectro de diseño sísmico propuesto por el *RCMCH, 1999*.

2.3.1 GEOMETRÍA

La geometría en planta y elevación de E3-R se muestra en las Figuras 2.7 y 2.8. Se propuso una planta tipo con 7 crujías en cada sentido con claros de 7.20 m y 7.60 en los extremos y 5 niveles con alturas de entrepiso constante de 3.60 m. Se colocaron trabes secundarias de tal manera que las cargas se distribuyeran de manera más adecuada. En la Tabla 2.6 se muestran un resumen de la geometría de E3-R.

Tabla 2.6 Resumen de las características geométricas de E3-R

RESUMEN DE GEOMETRÍA E3-R	
Estructuración	Marcos de concreto reforzado y losas macizas apoyadas perimetralmente.
Área construida:	13107.2 m ²
No de niveles:	5
Alturas de entrepisos:	Nivel 1: 3.60 m
	Nivel 2: 3.60 m
	Nivel 3: 3.60 m
	Nivel 4: 3.60 m
	Nivel 5: 3.60 m
	Altura total: 18.00 m
Condiciones de regularidad :	Regular

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

2.3.2 MATERIALES

Se consideró utilizar los mismos materiales empleados en los edificios pertenecientes al hospital general de Chilpancingo. Para este edificio se decidió cambiar la resistencia a la compresión del concreto empleado en las losas, ya que obtuvo un peralte más grande que el propuesto E1-H Y E2-CE. En la Tabla 2.7 se muestra el resumen de las propiedades.

Tabla 2.7 Resumen de los materiales constructivos de E3-R

RESUMEN DE MATERIALES	
Concreto:	Losas : $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$
	Columnas: $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$
	Trabes: $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$
Acero:	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
Muros perimetrales:	Mampostería confinada
Muros divisorios:	Tabla-roca y Durock
Pisos:	Loseta cerámica
Techos:	Plafones de yeso
Cancelería:	Aluminio
Aplanados:	Yeso y Mortero Arena-
	Cemento

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

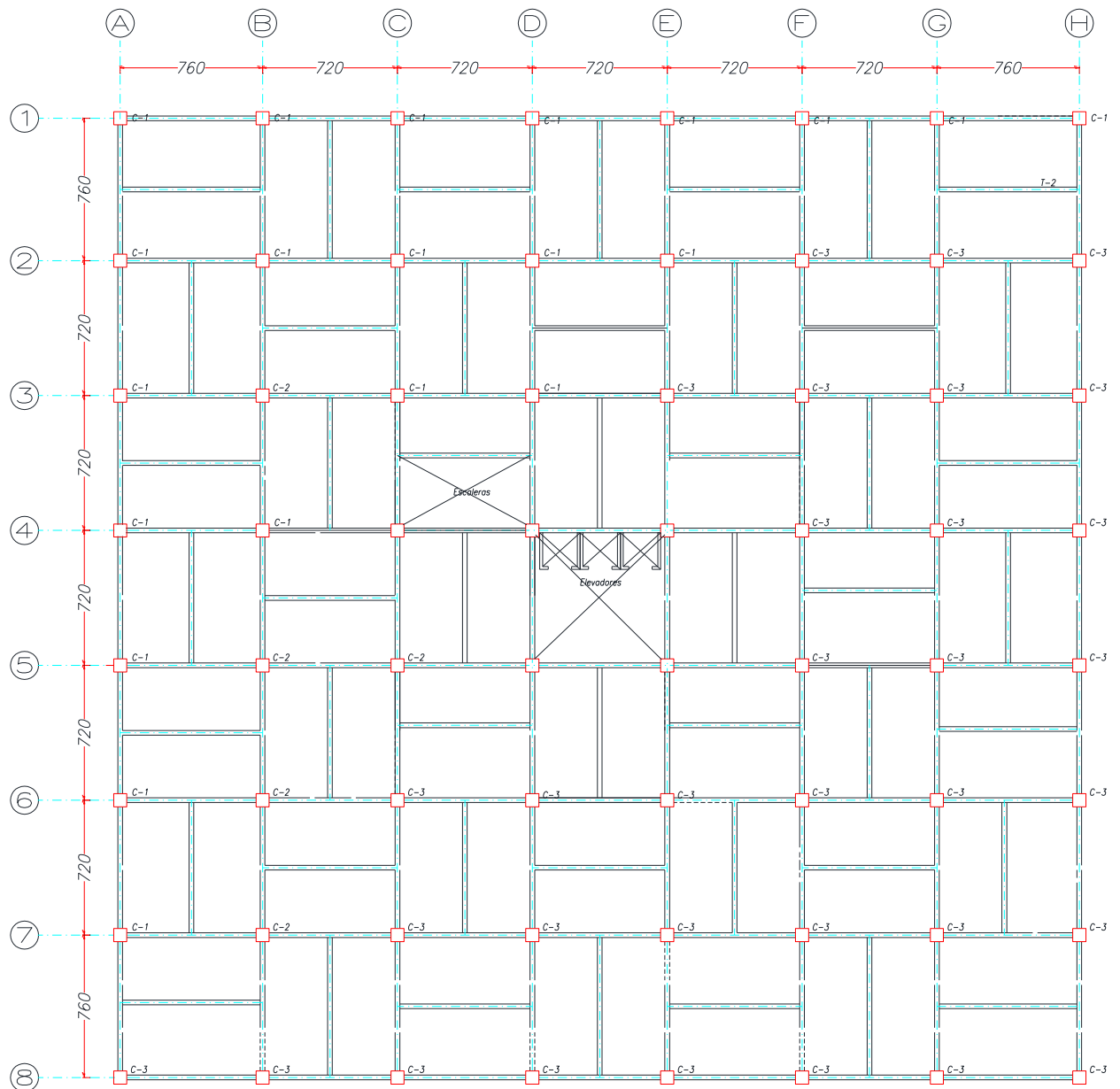


Figura. 2.7 Planta tipo de E3-R

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

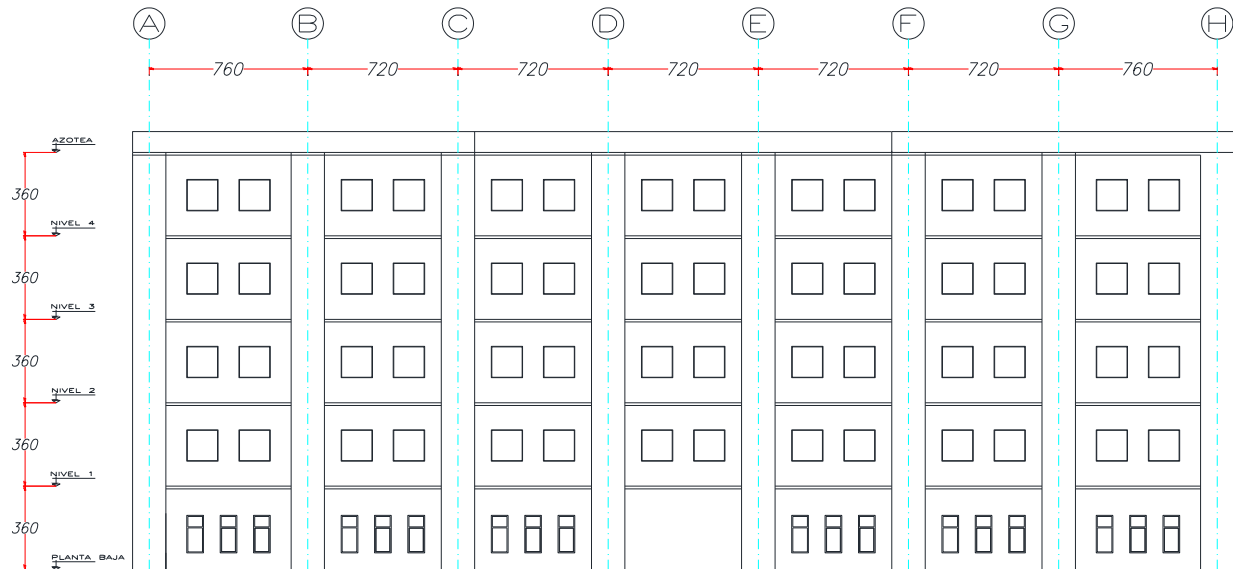


Figura. 2.8 Vista en elevación de E3-R

2.3.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se propusieron dimensiones para los elementos estructurales, como es usual en la práctica, cuidando que estas cumplieran los requisitos geométricos para marcos dúctiles que se proponen en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México de 2004 (NTC-C, 2004)*. Las resistencias de acero y concreto son como se indica en la Sección 2.3.2. En la Tabla 2.8 se muestran las dimensiones de los elementos estructurales.

Tabla 2.8 Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E3-R

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
Columnas rectangulares:	80 x 80 cm
Trabes principales:	80 x 35 cm
Vigas secundarias:	70 x 30 cm
Espesor de las losas:	H=13 cm

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS

2.3.4 CONSIDERACIONES GENERALES

- El sistema estructural es con base en marcos dúctiles de concreto reforzado y el sistema de piso de losas macizas apoyadas perimetralmente por vigas.
- Se consideró que los muros divisorios pueden ser de Tabla-roca o Durock de 10 cm de espesor y los muros perimetrales de tabique rojo aplanados con mortero, con un espesor de 12 cm.
- Se consideró que los muros divisorios y perimetrales están los suficientemente separados, de tal manera que no aportan rigidez al sistema estructural
- Se consideró que las ventanas serán con cancelería de aluminio y vidrios.
- Se consideró plafón de yeso para los techos quedando una altura libre de 2.70 m.
- El sistema de elevadores panorámicos se consideró desligado de la estructura por lo que no aportan rigidez al sistema estructural principal.
- Para las losas de azotea se consideró que tienen pendientes para desagüe menores al 5%.
- Se consideró una cimentación rígida conformada por zapatas corridas y contra-trabes sobre suelo firme, clasificado de acuerdo al *RCMCH, (1999)* como tipo I.

En el Apéndice B se presenta la memoria de cálculo del diseño de este edificio, donde se muestran los detalles de armados y revisión del diseño con la normativa vigente.

3 **PELIGRO SÍSMICO**

Los eventos sísmicos son comunes dentro de la República Mexicana, principalmente los que ocurren en el pacífico, debido a que se encuentra en contacto con cinco placas tectónicas (Figura. 3.1). Por lo anterior, es necesario estudiar cómo estos eventos afectan a las ciudades cercanas para medir el riesgo de las mismas.

Uno de los estados mexicanos con mayor riesgo sísmico es el estado de Guerrero, debido a su ubicación geográfica, la ocurrencia de diversos eventos en fuentes cercanas y a la vulnerabilidad de sus estructuras, principalmente las destinadas a vivienda, ya que estas son de autoconstrucción en la mayor parte del estado.



Figura. 3.1 Placas tectónicas (Servicio Sismológico Nacional de México)

Se entiende por peligro sísmico a la probabilidad de que un parámetro del movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración máxima, magnitud, intensidad, etc.), supere un valor esperado en un tiempo de interés. Comúnmente se cuantifica de acuerdo a la frecuencia con que se excede un cierto nivel de aceleración o desplazamiento espectral y depende de la tectónica del territorio y de la sismicidad de las fuentes que intervienen en una región (Pérez *et al*, 2005).

Los métodos utilizados para evaluar el peligro sísmico pueden describirse mediante dos enfoques: deterministas y probabilistas. Ambos métodos consideran que los sismos que ocurrirán en el futuro tendrán las mismas características de eventos sucedidos en el pasado (p.e. intensidad, duración y contenido de frecuencias), por lo que en ambos casos el historial de sismicidad de la zona de estudio es fundamental.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

En México se tiene que recurrir a procedimientos probabilistas dado que no se cuenta con un catálogo sísmico que cubra periodos suficientemente largos para determinar directamente los periodos de recurrencia característicos de las diferentes zonas sismogénicas.

En este trabajo se estudió el peligro sísmico para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, con la ubicación específica de los edificios descritos en el Capítulo 2. Para ello se utilizó la metodología formal del enfoque probabilista, que consiste en cuatro etapas que se describen a continuación (*Reiter, 1990 y Kramer, 1996*):

1. Identificación y caracterización de las fuentes; descripciones históricas, catálogos sísmicos, mapas de isosistas e información instrumental. También de parámetros sísmicos que evalúen el proceso en el foco, tamaño, localización, coordenadas hipocentrales y hora origen. Esto permite recabar información esencial sobre las fallas o regiones activas.
2. Establecer relaciones de recurrencia; la más utilizada para caracterizar las fuentes sismogénicas es la presentada por *Gutenberg y Richter, (1944)*, para la cual todos los datos deben ser homogéneos, independientes y completos. Se toman siempre magnitudes mayores a 5 o intensidad V en la escala de Intensidades de Mercalli Modificada.
3. Definición de relaciones predictivas; los movimientos del suelo se asumen como distribuciones de probabilidad log-normalizadas y las características de estas relaciones de predicción se pueden explicar de acuerdo con *Gama, (2010)* como se presenta a continuación:
 - a. Los valores pico de parámetros del movimiento del terreno se aproximan mediante distribuciones log-normales. Obteniéndose la regresión sobre el logaritmo del parámetro de interés de movimiento del terreno (Y).
 - b. La magnitud sísmica está típicamente definida como el logaritmo de algún parámetro del movimiento pico. Consecuentemente, $Ln(Y)$ puede ser proporcional a la magnitud (M).
 - c. La propagación de las ondas sísmicas viajan desde la fuente de un sismo, produciendo amplitudes en las ondas de cuerpo que decrecen de acuerdo a $\frac{1}{R}$ y amplitudes de ondas superficiales que decrecen de acuerdo con $\sqrt{\frac{1}{R}}$, donde R es la distancia de la fuente al punto de interés.
 - d. El área donde ocurre la ruptura de la falla se incrementa de acuerdo con el incremento de la magnitud del sismo. En algunos casos la distancia efectiva, que recorren las ondas que provocan el movimiento fuerte sobre un sitio, R , incrementa de acuerdo con el incremento de la magnitud.
 - e. Parte de la energía acarreada por las ondas, es absorbida completamente en el viaje por los materiales del suelo, este amortiguamiento causa amplitudes del movimiento del terreno que disminuyen exponencialmente con R .

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

- f. Los parámetros del movimiento del terreno pueden estar influenciados por las características de la fuente (dislocación repentina, normal o falla inversa) o características del sitio (estratigrafía del suelo).
4. Distribución de probabilidad del movimiento; se determina la probabilidad de ocurrencia de un valor del parámetro o el movimiento.

Una vez conocida la sismicidad de las fuentes y patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, puede calcularse el peligro sísmico considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio de interés.

La probabilidad de que un parámetro del movimiento del suelo (Y) llegue a exceder un valor particular (x), se calcula para un sismo particular en un solo lugar posible, y es multiplicado por la probabilidad de que ese sismo particular de magnitud (m) llegue a ocurrir en esa ubicación (r).

Este proceso se repite para todas las magnitudes de sismo, y ubicaciones de fuente posibles, sumando sus probabilidades particulares. Entonces, la expresión que representa la probabilidad de que un parámetro (Y) llegue a exceder un valor particular (x), está dada según la ecuación 3.1 (Kramer, 1996);

$$P[Y > x] = \iint P[Y > x|m, r] f_M(m) f_{R|M}(r, m) dr dm \quad (3.1)$$

Donde $P[Y > x|m, r]$, se obtiene de las relaciones de predicción (leyes de atenuación) elegidas; $f_M(m)$ es la función de densidad de probabilidad de magnitudes (parte de las relaciones de recurrencia definidas); $f_{R|M}(r, m)$ representa la función de densidad de probabilidad para distancia de fuentes a sitio, y se obtiene a partir de la caracterización de fuentes.

La finalidad de realizar el cálculo del peligro sísmico como se describió, es obtener Espectros de Peligro Uniforme y en consecuencia Espectros Condicionales Promedio (CMS, por sus siglas en inglés) y así generar acelerogramas que sean representativos del peligro sísmico para la zona en estudio. La metodología empleada es la siguiente:

- Se realizó el análisis de peligro sísmico para radios de influencia de 320 y 500 km, para determinar las fuentes sismogénicas que aportan en mayor medida al peligro de la zona.
- Se compararon los EPUs con ambos radios de influencia y se determinó el radio a utilizar para los análisis posteriores.
- Se compararon los EPUs para cada ley de atenuación, con los espectros de diseño de los reglamentos vigentes para la zona, se seleccionó el EPU con la ley de atenuación que presentó mejor predicción.
- Posteriormente se escogieron las pseudo-aceleraciones del EPU seleccionado, correspondientes al periodo espectral que es representativo del periodo fundamental de las estructuras en estudio.
- Se realizó un proceso de desagregación del peligro sísmico, para los períodos estructurales de interés e intensidades espectrales asociadas y se calcularon los espectros

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

condicionales promedio (CMS) que sirvieron como espectro objetivo en el proceso de ajuste.

- Se seleccionaron los acelerogramas semilla registrados en Chilpancingo en las estaciones RIIC Y CHIL ubicadas a 12 y 8 km respectivamente, que cumplieran con las condiciones de magnitud y distancia provenientes del proceso de desagregación.
- Se generaron acelerogramas sintéticos a partir de los acelerogramas semilla, de tal manera que el espectro de respuesta, ajuste con el CMS (espectro objetivo).
- Se realiza un proceso de propagación de ondas a través de un suelo estratificado, puesto que los análisis realizados anteriormente consideran sólo la propagación en la roca, es necesario filtrar el acelerograma sintético, para obtener un acelerograma en terreno blando que toma en cuenta los efectos locales.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3.1.1 Ubicación

Chilpancingo de los Bravo es un municipio del estado de Guerrero ubicado en la región Centro (Figura. 3.2), Entre los paralelos 17° 10' y 17° 37' de latitud norte; los meridianos 99° 23' y 100° 04' de longitud oeste; altitud entre 200 y 2 600 msnm; ocupa el 3.43% de la superficie del estado. La ubicación de los edificios estudiados se encuentra en la cabecera municipal homónima, en las coordenadas geográficas 17°36'21'' Latitud norte y 99°31'15'' Longitud oeste. Con una altitud promedio de 1370 msnm



Figura. 3.2 Ubicación geográfica de Chilpancingo, Guerrero

3.1.2 Relieve y geología

Chilpancingo se encuentra ubicado dentro de la Provincia de la Sierra Madre del sur, en la Subprovincia Cordillera Costera del sur de acuerdo con la Dirección General de Geografía del

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Territorio Nacional. Según *Raisz, (1962)*, la Subprovincia fisiográfica en la cual se encuentra la ciudad de Chilpancingo, es la denominada cuenca del Balsas-Mezcala, perteneciente de igual manera a la provincia de la Sierra Madre del Sur, la cual se extiende 650 km aproximadamente con orientación Sureste-Noroeste (*Gómez-Bernal et al, 2007*). En la Figura 3.3 se observa la topografía del municipio de Chilpancingo.

Las grandes elevaciones del terreno están formadas por rocas duras, como calizas, ígneas o rocas metamórficas, algunas sierras con elevaciones mayores a 2000 msnm. Las sierras bajas y lomeríos se encuentran constituidos por rocas suaves, fácilmente degradables que producen formas suaves y arredondeadas con alturas no mayores a 1500 msnm. El valle se encuentra constituido por los depósitos cuaternarios producto de la erosión de las rocas más antiguas localizadas en las partes altas (*Gómez-Bernal et al, 2007*).

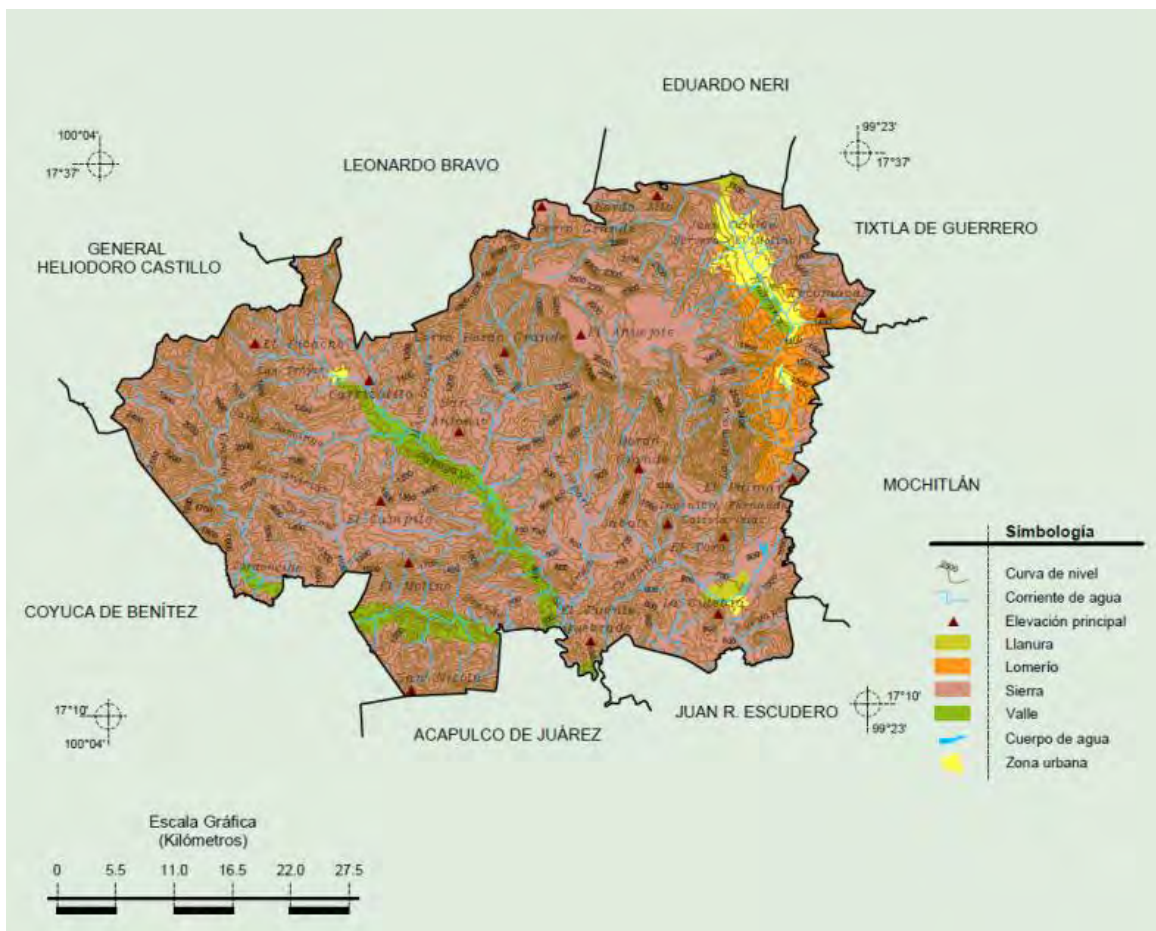


Figura. 3.3 *Relieve del municipio de Chilpancingo, Guerrero (Instituto Nacional de Estadística y Geografía, INEGI)*

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

3.2 FUENTES SISMOGÉNICAS

La generación de los temblores más importantes en México se debe, básicamente, a que, a lo largo de la porción costera de Jalisco hasta Chiapas, las placas de Rivera y Cocos penetran por debajo de la placa Norteamericana; la zona sur de México está dominada por la subducción de estas placas, en donde se tienen registrados los eventos sísmicos de mayor magnitud ($M_s > 7.0$), a lo largo de la Fosa Mesoamericana. Estos pueden ser clasificados a la zona de origen y su profundidad como se muestran a continuación, (Zúñiga, 2001):

1. **Sismos de subducción someros.** Aquellos que se generan en las fronteras de este tipo y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
2. **Sismos de subducción profundos.** Aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (interplaca), pero a profundidades mayores a los 40 km.
3. **Sismos intraplaca de profundidad intermedia.** Sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre las placas sino por fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menos de 500 km en México.
4. **Sismos de zonas de acreción.** Sismos que se presentan en esta zona, por lo general con profundidades que no exceden los 20 km.
5. **Sismos de fallas de transurrencia.** Aquellos que se presentan debido a este tipo de fallas, cuyas profundidades no exceden los 30 km.
6. **Sismos corticales intracontinentales.** Sismos que se presentan en fallas no directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

En la actualidad se han identificado y representado a las fuentes sismogénicas por zonas bien definidas en términos de su geometría y recurrencia sísmica, a esta representación se le denomina Regionalización Sísmica, en donde se ha subdividido al territorio de México en 19 regiones.

Para el estudio del peligro sísmico en Chilpancingo, se consideraron dos tipos de fuentes capaces de generar sismos: a) fuentes tipo falla y b) fuentes tipo área. Las fallas activas se modelan con superficies tridimensionales (o bidimensionales) y los detalles de su comportamiento son incorporados en la caracterización de la fuente sísmica. Las zonas tipo área sismogénicas, son regiones donde los sismos se suponen ocurren aleatoriamente. (Inca-cabrera, 2013)

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

3.2.1 Fuentes tipo área

Las 19 regiones sismotectónicas de México presentadas por *Zúñiga et al, (1997)*, están dictadas por la tectónica del país y por la historia instrumental de sismos registrados. Cada una de estas fuentes genera temblores a una tasa constante por unidad de área. Las regiones se muestran en las Figuras 3.4 y 3.5 para sismos someros y profundos respectivamente. Las regiones se han nombrado como sigue y se describen en los párrafos subsecuentes, de acuerdo con *Zuñiga et al, (1997)*, aquellas que fueron estudiadas en este análisis: SUB1, SUB2, SUB3, SUB4, IN1, IN2, IN3, MVB, NAM, BC1, BC2, SMO, BAR, BB, RIV1, RIV2, RIV3, GMX, NAL.

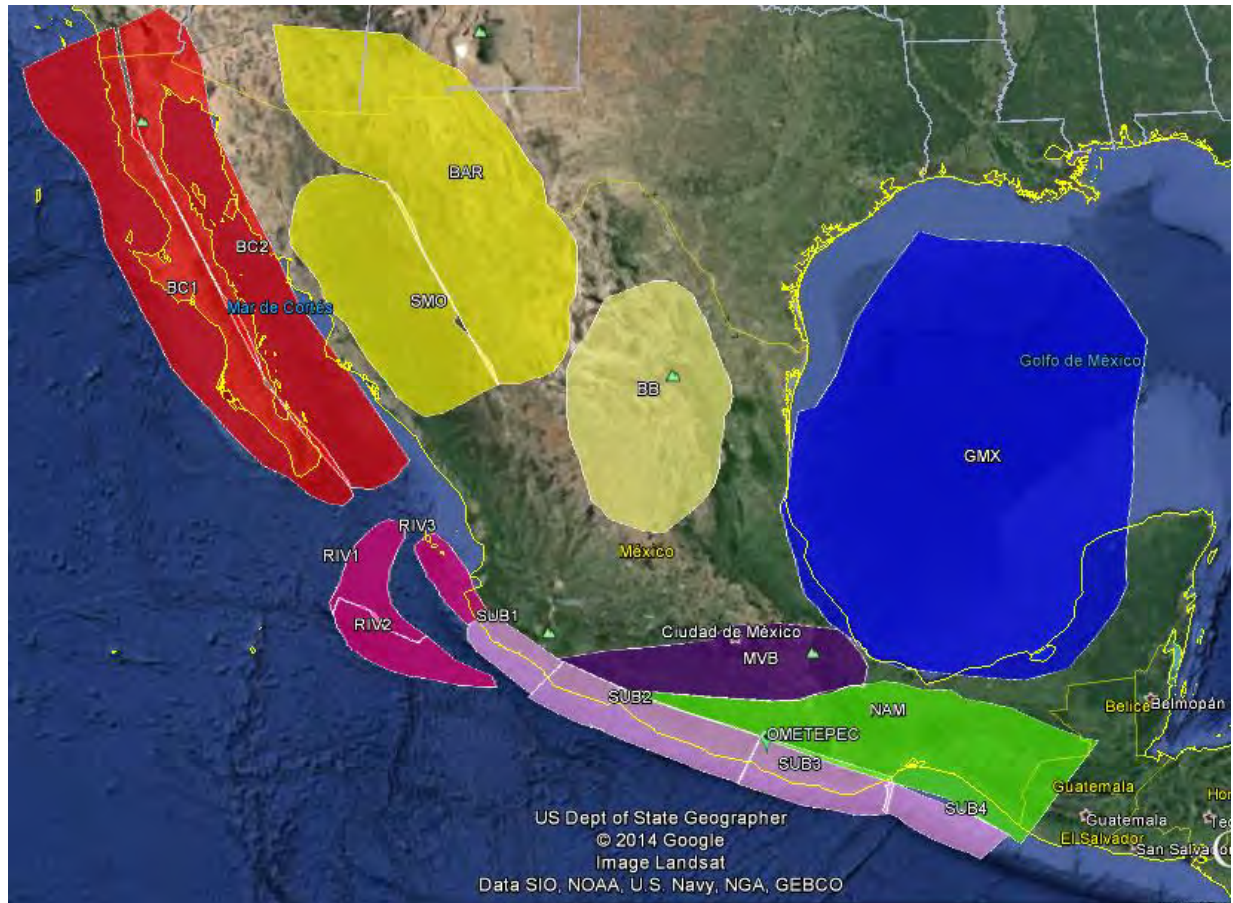


Figura 3.4 Fuentes tipo área para sismos someros (Jerónimo, 2015)

- **Región SUB1:** Esta zona comprende la subducción de la parte oriental de la placa Rivera por debajo de la placa Norteamericana (NOAM), incluyendo parte de la zona costera del estado de Jalisco y la costa occidental del estado de Colima. La periodicidad de los eventos en esta región es menor que en las demás regiones de subducción hacia el este. Su potencial sísmico, sin embargo, es mayor que el del resto de la placa de Rivera al oeste. Grandes eventos ocurren poco frecuentes pero pueden alcanzar magnitudes de hasta 8.2.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

- **Región SUB2:** Esta zona corresponde a la zona de mayor acoplamiento entre Cocos y NOAM y comprende las áreas costeras de los estados de Colima, Michoacán, Guerrero y el occidente de Oaxaca. Esta zona presenta la más alta periodicidad de temblores de magnitud $M > 7.0$. La zona muestra mayor deslizamiento acumulado con respecto al tiempo, comparado con los segmentos de subducción vecinos.
- **Región SUB3:** Es una zona transicional entre las dos tendencias principales de subducción de la placa de Cocos en el territorio de México. El lindero occidental está definido por los cambios bruscos en sismicidad, las características generales de las fuentes sísmicas y en la diferencia en rasgos tectónicos que se presentan alrededor de los 99° W de longitud. Su frontera oriental se definió con base en otro cambio en sismicidad así como por ser el sitio en donde la cordillera submarina de Tehuantepec intersecta a la trinchera.



Figura 3.5 Fuentes tipo área para sismos profundos (Jerónimo, 2015)

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

- **Región IN1:** Subdividida en tres segmentos iguales IN1-A (cercano a la costa del Pacífico), IN1-B e IN1-C (cercano al golfo de México). Esta zona comprende la sección profunda de la zona de subducción y corresponde a la extensión de las zonas SUB1 y SUB2. Los eventos que ocurren en esta zona muestran fundamentalmente mecanismos focales de falla normal. La magnitud de dichos eventos decrece con la distancia a partir de la trinchera. Los sismos se localizan dentro de las placas de Rivera y Cocos en el rango de profundidad entre los 40 y los 200 km. La mayoría de los eventos tienden a ocurrir alrededor de los 120 km de profundidad. La sismicidad en la zona IN1 es considerablemente menor que la de la zona IN2.
- **Región IN2:** Subdividida en tres segmentos iguales IN2-A (cercano a la costa del Pacífico), IN2-B e IN2-C (cercano al golfo de México). La transición entre las zonas IN1 e IN3 ha sido denominada zona IN2. Los eventos ocurridos con profundidad de foco entre 60 y 100 km ocurren a mayor distancia de la trinchera que en las zonas vecinas. La zona corresponde a la extensión de la región SUB3.
- **Región IN3:** Subdividida en tres segmentos iguales IN3-A (cercano a la costa del Pacífico), IN3-B e IN3-C (cercano al golfo de México). Esta región corresponde a la extensión a profundidad de la zona SUB4. Comprende sismos, principalmente de fallamiento normal, de profundidad intermedia que ocurren, como en el caso de las zonas IN1 e IN2, dentro de la placa de subducción. Debido al mayor ángulo de entrada de la placa, los eventos ocurren más cercanos a la trinchera. La densidad de sismicidad umbral es mucho mayor que en la vecina zona IN2, y su distribución es más homogénea. La zona corresponde a la transición de la subducción de Cocos por debajo de NOAM, a subducción bajo la placa de Caribe.
- **Región MVB:** Esta zona comprende los eventos que ocurren en la parte somera de la placa continental ($h < 15$ km), asociados principalmente a esfuerzos tensionales. Estos mismos esfuerzos están relacionados con la ubicación de la Faja Volcánica Mexicana (Mexican Volcanic Belt). Existen, sin embargo, algunos sismos localizados muy próximos a los eventos de falla normal (régimen de tensión), que muestran fallamientos inversos. Estos diferentes tipos de fallamientos pueden deberse a un balance entre los esfuerzos inducidos por la gravedad en las altas topografías de la faja y los transmitidos por la interacción de las placas (*Dewey y Suarez, 1991*). Las profundidades de los sismos en esta zona son generalmente menores a los 15 km.
- **Región NAM:** Esta región comprende la actividad somera (profundidad menor a 40 km) que tiene lugar en la placa continental al sur de la Faja Volcánica Mexicana. A pesar de que el nivel de actividad para magnitudes $m_b \geq 4.5$ se encuentra uniformemente

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

distribuido a través de gran parte de la zona, existe una mayor tasa de sismicidad en la zona del Istmo de Tehuantepec. La mayoría de los eventos son de fallamiento normal.

- **Región BB:** La provincia que prevalece en el noreste de México es la conocida como Cuenca de Burgos (*Suter, 1987*). Esta región comprende a los eventos someros ($h < 15$ km) de baja magnitud que ocurren en los estados de Coahuila, Nuevo León, Zacatecas y San Luis Potosí. No se cuenta con información detallada de mecanismos focales pero las elongaciones de los pozos en la zona muestran al eje de esfuerzos principales mínimos en la dirección NW-SE (*Suter, 1987*). Existe una ligera tendencia de alineamiento para los epicentros catalogados en la dirección norte-sur. Las magnitudes de los eventos son menores que 5.0.
- **Región GMX:** Zona de eventos intraplaca (Norteamericana) de profundidad somera (< 20 km). Esta región comprende a los sismos que ocurren en el Golfo de México y áreas circunvecinas. La sismicidad es escasa; sin embargo, es importante en el sentido de que los eventos son de especial riesgo tanto para las comunidades de la costa como para estructuras del tipo de las plataformas marinas de explotación petrolera. Un evento que vale la pena mencionar debido a que su epicentro se ubica cerca de los sitios actuales de plataformas es el del 26 de agosto de 1959 ($m_b = 6.4$).

3.2.2 Fuentes tipo falla

Con base en la sismicidad histórica a lo largo de la zona de subducción mexicana, *Nishenko y Singh (1987)* han estudiado los intervalos de recurrencia de 13 segmentos característicos del país. Estos segmentos se muestran en la Figura 3.6 y se describen en los párrafos siguientes los utilizados en este estudio.

Estado de Oaxaca:

- **Oaxaca Este (OA-E):** Entre longitudes 95.2° a 96.4° W. En este segmento los sismos ocurridos incluyen: 22 Marzo 1928, $M_s=7.7$ y el de 23 de Agosto de 1965, $M_s=7.8$.
- **Oaxaca Central (OAC-I y OAC-II):** Entre longitudes 96.4° a 97.7° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 11 de Mayo 1870, $M_s=7.9$; 27 de Marzo 1872, $M_s=7.4$; 17 de Junio 1928, $M_s=8.0$; 9 de Octubre 1928, $M_s=7.8$; 29 de Noviembre 1978, $M_s=7.8$; 30 de Septiembre de 1999, $M=7.5$. Esta región, abarca en realidad, dos zonas: la primera (OX-CI) entre 96.4° y 97.3° W y la segunda (OX-CII) entre 97.3° y 97.7° W. En el primer segmento son característicos los movimientos de Junio de 1928 y el de 1978.
- **Oaxaca Oeste (OAO):** Entre longitudes 97.7° a 98.2° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 5 de Mayo 1854, $M_s=7.7$; 2 de Noviembre 1894, $M_s=7.4$; 4

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

de Agosto 1928, $M_s = 7.6$; y 2 de Agosto de 1968 $M = 7.5$. Con excepción del sismo de 1894, todos tuvieron zonas de alta intensidad que coinciden espacialmente.

Estado de Guerrero:

- Ometepec (**OME**): Entre longitudes 98.2° a 99.3° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 2 de Diciembre 1890, $M_s = 7.5$; 15 de Abril 1907, $M_s = 7.9$; 23 de Diciembre 1937, $M_s = 7.5$; 14 de Diciembre 1950, $M_s = 7.3$; 2 de Agosto de 1968, $M = 7.5$; los eventos dobles de 7 de Junio 1982, $M_s = 6.9$ y 7; 14 de Septiembre 1995, $M = 7.2$. Recientemente, el sismo del 20 de Marzo de 2012, $M = 7.4$, se puede incluir en este segmento (Juárez-García et al, 2012).

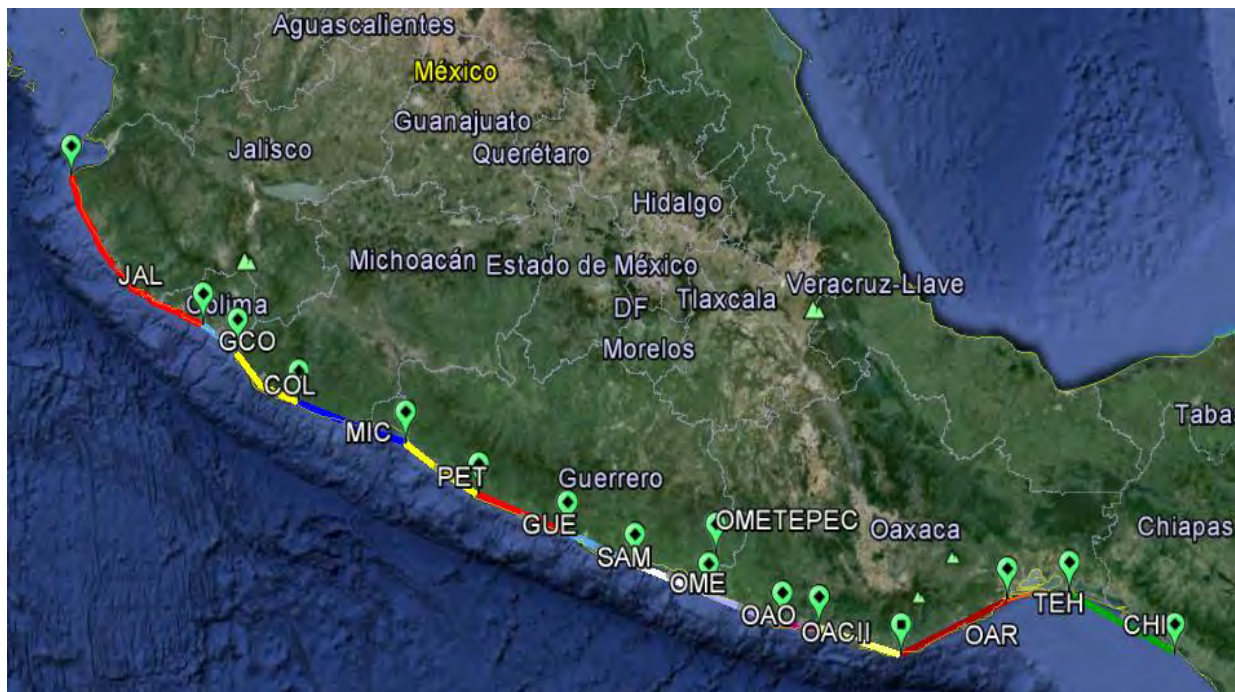


Figura 3.6 Segmentos de falla en EL pacifico Mexicano (Jerónimo, 2015)

- Acapulco San Marcos (**SAM**): Entre longitudes 99.3° a 100° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 4 de Mayo 1820, $M_s = 7.6$; 7 de Abril 1845, $M_s = 7.9$; 15 de Abril 1907, $M_s = 7.9$; 28 de Julio 1957, $M_s = 7.7$; 11 y 19 de Mayo de 1962, $M = 7.2$ y el del 25 de Abril de 1989, $M = 7.1$. Los eventos de 1907 y 1957 rompieron la misma porción de interface de placa, y el evento de 1907 pudo haber roto también el segmento Ometepec.
- Guerrero Central (**GUE**): Entre longitudes 100° a 101° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 7 de Abril 1845, $M_s = 7.9$; 24 de Diciembre 1899, $M_s = 7.7$; 26 de Marzo 1908, $M_s = 7.8$; 30 de Julio 1909, $M_s = 7.5$; y 16 de Diciembre

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

1911, $M_s = 7.8$. Esta zona se caracteriza por tener los lapsos de tiempo más grandes antes de los sismos más grandes ocurridos a lo largo de la zona de subducción mexicana.

- Petatlán (**PET**): Entre longitudes 101° a 101.8° W. En este segmento los principales sismos ocurridos incluyen: 22 de Febrero 1943, $M_s = 7.7$ y 14 de Marzo 1979, $M_s = 7.6$; En contraste con los movimientos de Oaxaca, en este segmento existe variedad en los modos de ruptura.

Estado de Michoacán:

- Michoacán (**MIC**): Entre longitudes 101.5° a 103° W. Este segmento, al igual que el *gap* de Tehuantepec, coincide con la intersección de una característica batimétrica, la zona de fractura de Orozco con la parte media de la trinchera Americana. La ocurrencia del sismo del 19 de Septiembre de 1985 con $M_s = 8.1$, indica que este *gap* tiene un modelo de grandes movimientos poco frecuentes. Se ha identificado a un evento previo, el del 7 de junio de 1911 con $M_s = 7.9$. Lo que indica grandes lapsos de tiempo entre eventos.
- Colima (**COL**): Entre longitudes 103° a 103.7° W. Entre los eventos sísmicos asociados a este segmento se encuentran el del 15 de Abril de 1941 con $M_s = 7.9$ y el del 30 de Febrero de 1973 con $M_s = 7.5$.

Estado de Colima:

- Brecha de Colima (**GCO**): Entre longitudes 103.7° a 104.5° W. La brecha de colima está basado en la reubicación de las réplicas del gran terremoto de Jalisco del 3 de junio de 1932 (*Singh et al., 1985*) y cubre una zona de aproximadamente 60 km de longitud. La falta de rupturas importantes en esta región durante los últimos 80 años puede indicar la existencia de un régimen de esfuerzos modificado en esta área.

Estado de Jalisco

- Jalisco (**JAL**): Entre longitudes 104.3° a 105.7° W. Incluye grandes terremotos que han ocurrido en el estado de Jalisco como: 25 Marzo 1806, $M_s = 7.5$; 31 de mayo de 1818, $M_s = 7.7$; 20 de enero y 16 de mayo de 1900, $M_s = 7.6$ y $M_s = 7.1$ respectivamente; y 3 y 18 de junio de 1932, $M_s = 8.1$ y $M_s = 7.8$ respectivamente.

3.2.3 Recurrencia Sísmica

Se comentó que las fuentes pueden caracterizarse de acuerdo a su geometría y a la recurrencia sísmica que tienen. La ocurrencia de un sólo sismo con gran magnitud puede predominar el riesgo en una zona determinada, lo cual lleva al estudio de la ocurrencia, que se denomina “Recurrencia”.

La recurrencia en que se presenta un sismo se ha tratado de idealizarla mediante procesos en donde, los tiempos entre eventos se encuentran distribuidos uniformemente, pero también se puede demostrar que esta distribución no se altera cuando pasa un tiempo sin un sismo. El

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

principal modelo que representa la recurrencia generalmente es el de Poisson, que requiere de información de catálogos de sismos de la zona en estudio.

La actividad de las fuentes sísmicas se especifica en términos de la tasa de excedencia de las magnitudes (m), generadas por esta fuente. Para la mayor parte de las fuentes sísmicas, la recurrencia está definida por una versión modificada de la relación de *Gutenberg y Richter*, (1944), que se presenta en la ecuación 3.2

$$\log \lambda_m = a - b \cdot m \quad (3.2)$$

Dónde:

λ_m es el promedio anual de número de sismos de magnitud mayor o igual que cero.

a y b reciben los nombres de actividad sísmica y probabilidad relativa de sismos pequeños o grandes, ambos son calculados mediante una regresión lineal de los datos recopilados de sismos de ciertas magnitudes.

En las Tablas 3.1 y 3.2 se muestran las características para las fuentes sísmicas tipo falla y área utilizadas en este estudio como lo presenta *Jerónimo*, (2015), donde la recurrencia está dada en número de eventos por año (No./año) que excede la magnitud mínima para cada zona, el parámetro β es el logaritmo de 10 veces el valor de b , que corresponde a la distribución exponencial según el modelo de Richter y el mayor Momento sísmico registrado.

Tabla 3.1 Caracterización de fuentes sismogénicas tipo falla (Jerónimo, 2015)

Segmento de falla	Clave	Tipo	Falla	Tasa de recurrencia	Σ /prom	Mw		
						min	máx	Prom
Jalisco	JAL	interplaca-subducción	Normal	3.64E-02	0.3245	7.6	8.2	7.9
Gap de Colima	GCO	interplaca-subducción	Normal	3.25E-02	0.3245	8.3	8.9	8.6
Colima	COL	interplaca-subducción	Normal	7.20E-03	0.3245	7.2	7.8	7.5
Michoacán	MIC	interplaca-subducción	Normal	1.35E-02	0.3245	7.2	7.8	7.5
Petatlán	PET	interplaca-subducción	Normal	2.90E-02	0.3245	7.2	7.8	7.5
Guerrero Central	GUE	interplaca-subducción	Normal	2.68E-02	0.3245	7.23	7.83	7.53
Acapulco-San marcos	SAM	interplaca-subducción	Normal	1.77E-02	0.3245	7.2	7.8	7.5
Ometepec	OME	interplaca-subducción	Normal/ Inversa	5.75E-02	0.4160	7	7.9	7.45
Oaxaca Occidental	OA-O	interplaca-subducción	Normal	2.94E-02	0.3245	7.4	7.7	7.55
Oaxaca central II	OAC-II	interplaca-subducción	Normal	3.80E-02	0.9000	7.4	7.9	7.65
Oaxaca central I	OAC-I	interplaca-subducción	Normal	1.90E-02	0.3245	7.2	7.9	7.55
Oaxaca Oriental	OA-E	interplaca-subducción	Normal	3.93E-02	0.1300	7.2	7.35	7.28

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Tabla 3.2 Caracterización de fuentes sismogénicas tipo área (Jerónimo, 2015)

Clave	Tipo	Profundidad de foco	Tasa de recurrencia	β	Mw		Observaciones
					min.	máx.	
NAL		intraplaca	$h < 15$ km	-	-	-	4.5
BB		intraplaca	$h < 15$ km	0.0167	2.41	5	5.4
GMX		intraplaca	$h < 20$ km	0.0343	2.39	5	6.6
MVB		intraplaca	$h < 40$ km	0.118	2.48	5	7.2
NAM		intraplaca	$h < 20$ km	0.3645	3.16	5	7.4
SUB	1	interplaca-subducción	< 40 km	1.218	2.42	5	7.2
	2			1.148	2.21	5	7.2
	3			1.152	2.55	5	7.2
IN1	A	intraplaca- subducción	$40 \text{ km} < h < 120$ km	1.379	2.41	5	7.9
	B			0.5599	2.41	5	7.9
	C			0.1659	2.41	5	5.9
IN2	A	intraplaca- zona de transición de la placa de cocos	$40 \text{ km} < h < 260$ km	0.3694	2.02	5	7.9
	B			0.404	2.02	5	7.9
	C			0.3809	2.02	5	7.9
IN3	A	intraplaca- transición de la subducción	$40 \text{ km} < h < 300$ km	1.1033	2.59	5	7.9
	B			1.8914	2.59	5	7.9
	C			2.2592	2.59	5	7.9

3.3 LEYES DE ATENUACIÓN

Para realizar un estudio de peligro sísmico es necesario tener expresiones en relación a la magnitud, así como la distancia focal de un sismo hacia un sitio determinado. La forma más común de hacerlo es caracterizando el movimiento fuerte. Esto se logra cuando en algunas regiones en las que la abundancia de acelerogramas lo permite; se realiza un estudio detallado de la información y se hace un ajuste por regresión de los datos de manera empírica o semi-empíricamente a una o varias expresiones paramétricas denominadas relaciones de movimiento fuerte.

En este estudio se utilizaron 3 relaciones de atenuación, con modelos definidos en términos de la aceleración espectral del terreno. *Youngs et al, (1997); Atkinson y Boore, (2003) y Garcia et al, (2005)* referidas en adelante como *Y97, AB03 Y GA05*, respectivamente. Los modelos de atenuación mundiales utilizados, (Y97 y AB03) se han basado en movimientos registrados en Guerrero, entre otros eventos a nivel mundial generados por procesos de subducción, fallas interplaca e intraplaca. A continuación se describen las ecuaciones utilizadas.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

3.3.1 Youngs et al, 1997

Desarrollada por Youngs et al, (1997). En este modelo de atenuación se consideraron dos tipos de sismos en zonas de subducción, sismos interplaca y sismos intraplaca.

Los sismos interplaca suelen estar producidos por fallas inversas de poco ángulo que ocurren en la interfase entre la placa subducente (oceánica) y la placa que se desliza por debajo de la anterior (continental). Ejemplo de tales sismos son: Alaska 1964 ($M = 9.2$), Valparaíso 1985 ($M = 8.0$) y Michoacán 1985 ($M = 8.1$).

Las relaciones de atenuación se desarrollaron para la aceleración pico del suelo y respuesta espectral, considerando magnitudes de momentos iguales o mayores a 5 y para distancias de 10 a 500 km. Además, se utilizó un análisis de regresión aleatoria *Youngs et al, (1997)*, que es equivalente al análisis de regresión en dos etapas de *Joyner y Boore, (1993)*.

Se utilizó como ayuda para la validación del modelo, un método de simulación numérica de sismos interplaca, de gran magnitud. Se utilizó una base de datos que incluye registros de movimientos fuertes del suelo de zonas de subducción interplaca e intraplaca de Alaska, Chile, EEUU (Cascadia), Japón, México, Perú y las Islas Solomon.

Los eventos de México utilizados para la regresión, incluyen 23 registros distribuidos por la costa entre coordenadas (Lat, Long) 16 N, 98 W y 18.3N, 101W; 12 registros de Oaxaca, 47 de Guerrero, 17 de Playa Azul y 45 de Michoacán. La ecuación que define el movimiento para rocas es:

$$\log Y = 0.2418 + 1.414M_w + c_1 + c_2 + (10 - M_w)^3 + c_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M_w}) + 0.00607H + 0.384Z_T \quad (3.3)$$

Dónde:

- Y Componente horizontal de pseudo-aceleración S_a (cm/s^2). Calculado para un periodo estructural T
- Z_T Tipo de fuente: 0 para interplaca y 1 para intraplaca.
- M_w Magnitud de Momento
- r_{rup} Distancia más cercana a la ruptura en km, definida como la distancia mínima a la superficie de ruptura. En los sismos pequeños esta distancia es aproximadamente, la distancia hipocentral. El intervalo de distancias considerado es de 10 a 500 km.
- H Profundidad en km.
- $c_1 - c_3$, Son coeficientes dependientes del periodo T en estudio, obtenidos de la regresión de datos presentados en *Youngs et al, (1997)*.

3.3.2 Atkinson y Boore, 2003

Esta ecuación se desarrolló para sismos en zonas de subducción con una base de datos de 1200 mediciones para magnitudes $M > 5$ y distancia hipocentral de 100 km y $M > 7$ con 300 km. Todos los espectros de respuesta consideran la componente horizontal de aceleración con 5% de amortiguamiento. Los eventos cubren magnitudes de 5 a 8.3 y que han ocurrido en las zonas de subducción alrededor del mundo, también incluyen eventos intraplaca e interplaca, con registros

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

de Japón (datos de Kyoshin-Net), México (datos de Guerrero) y Centro América (El Salvador). La ecuación se define como:

$$\log Y = fn(M_w) + c_3 h + c_4 R - g \log R + c_5 sl S_C + c_6 sl S_D + c_7 sl S_E \quad (3.4)$$

Y Componente horizontal de pseudo-aceleración S_a (cm/s^2) calculado para un periodo estructural T .

M_w Magnitud de Momento; para eventos interplaca con $M_w > 8.5$ se utiliza $M_w=8.5$. Para eventos intraplaca con $M_w \geq 8$ se utiliza $M_w=8$.

$c_3 - c_7$ Coeficientes dependientes del periodo en estudio, obtenidos de la regresión de datos, presentados en Atkinson y Boore (2003).

h Profundidad del foco en km, para eventos con profundidad mayor a 100 km, se usa $h=100$ km.

R Definido como $\sqrt{D_{fault}^2 + \Delta^2}$, donde D_{fault} distancia más corta a la superficie de falla (km) y Δ es el coeficiente de saturación por cercanía a la fuente $0.00724 * 10^{0.507 M}$.

sl

- $1 \text{ PGArx} \leq 100 \text{ cm/s}^2$ o para frecuencias $\leq 1 \text{ Hz}$
- $1-(f-1)(\text{PGArx}-100)/400$ para $100 < \text{PGArx} < 500 \text{ cm/s}^2$ o para $1 \text{ Hz} < f < 2 \text{ Hz}$
- $1-(f-1)$ para $\text{PGArx} \geq 500 \text{ cm/s}^2$ ($1 \text{ Hz} < f < 2 \text{ Hz}$)
- $1-(\text{PGArx}-100)/400$ para $100 < \text{PGArx} < 500 \text{ cm/s}^2$ ($f \geq 2 \text{ Hz}$ y PGA)
- 0 para $\text{PGArx} \geq 500 \text{ cm/s}^2$ ($f \geq 2 \text{ Hz}$ y PGA)

PGA: Se define como la aceleración pico del terreno. La relación de atenuación permite el cálculo de la aceleración pico del terreno (PGA) considerando valores específicos de los coeficientes c_1 a c_7 presentados en Atkinson y Boore, (2003).

PGArx: es la PGA calculado en roca (NEHRP B), en cm/s .

S_C 1 para suelo clase C según clasificación NEHRP ($360 \leq \beta \leq 760 \text{ m/s}$), para otros casos es 0.

S_D 1 para suelo clase D según clasificación NEHRP ($180 \leq \beta \leq 360 \text{ m/s}$), para otros casos es 0.

S_E 1 para suelo clase E según clasificación NEHRP ($\beta < 180 \text{ m/s}$), para otros casos es 0.

β : es la velocidad de onda de corte promedio para los 30 primeros metros del perfil de suelo.

3.3.3 García et al, 2005

Esta ecuación fue desarrollada por García et al, (2005) para sitios con ocurrencia de sismos de profundidad intermedia, fallamiento normal intraplaca (inslab) de México Central. La base de datos comprende a 16 sismos que tuvieron lugar en el interior de la Placa de Cocos en los estados de Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Las distancias focales varían entre 40 y 75 km y

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

magnitudes de 5.8 a 7.4, todos los sismos tuvieron lugar entre 1994 y 2000. Se hizo un análisis de 235 acelerogramas registrados, las distancias hipocentrales varía desde 50 hasta 400 km y parcialmente a distancias superiores. La relación de atenuación permite el cálculo de la aceleración pico del terreno (PGA) y velocidad pico del terreno (PGV) con 5% de amortiguamiento crítico, esto en roca y campo libre. La ecuación es la siguiente:

$$\log Y = c_1 + c_2 M_w + c_3 R - c_4 \log R + c_5 H + \sigma \quad (3.5)$$

Dónde:

Y	Componente horizontal de pseudo-aceleración SA (cm/s ²) calculado para un periodo estructural T
M_w	Magnitud de Momento
$c_1 - c_5$	Coefficientes dependientes del periodo en estudio, obtenidos de la regresión de datos, presentados en García (2005).
H	Profundidad del foco en km
R	Distancia más cercana a la superficie de falla en km, y definida por $\sqrt{(R_{cld}^2 + \Delta^2)}$, donde R_{cld} es la distancia más corta a la superficie de falla para sismos grandes $M_w > 6.5$, o la distancia hipocentral para el resto de los casos en km y Δ es un coeficiente por saturación de fuente cercana tomado como $\Delta = 0.00750 * 10^{0.507 M_w}$.
σ	Desviación estándar, valores presentados en García (2012).

3.4 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

El análisis de peligro sísmico se realizó utilizando la metodología de Cornell, (1968) y McGuire, (2004), implementada en el software EZ-FRISK 7.65, desarrollada por Risk Engineering Inc. Se realizaron dos casos de estudio, los cuales consideran radios de influencia de fallas de 320 y 500 km como lo propone Inca-Cabrera, (2013) ya que con estos radios se logran cubrir fuentes que pueden contribuir al peligro sísmico en Chilpancingo. Se consideraron velocidades de onda de corte $V_s=760$ m/s sin considerar los efectos locales. En la tabla 3.3 se describen los dos casos.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Tabla 3.3 Casos de estudio para distintos radios de influencia

No. de caso	1	2
Nombre del caso	CH-500	CH-320
Radio de influencia	500 km	320 km
Vs	760 m/s	760 m/s
Fuentes falla	OA-E, OAC-I, OAC-II, OA-O, OME, SAM, GUE, COL, PET, MIC, JAL,GCO	OAC-I, OAC-II, OA-E, OME, SAM, GUE, PET, MIC
Fuentes área	SUB1, SUB2, SUB3, IN1A, IN2A, IN3A, IN1B, IN2B, IN3B, IN1C, IN2C, IN3C, NAM, MVB, BB, GMX	SUB2, SUB3, IN1A, IN2A, IN1B, IN2B, IN1C, IN2C, NAM,MVB
Ley de atenuación 1	AB03	
Ley de atenuación 2	Y97	
Ley de atenuación 3	GA05	

El caso uno corresponde al radio de influencia de 500 km mientras el caso dos corresponde al radio de 320 km, donde tienen influencia las fuentes sísmogénicas tipo falla y área mostradas en la tabla. Para ambos caso fueron aplicables las leyes de atenuación descritas en la sección 3.3.

3.4.1 Espectros de Peligro Uniforme

En las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9 se muestran los EPU calculados para los dos casos de estudio, con las distintas leyes de atenuación y para periodos de retorno de 20, 45, 100, 475, 975 y 2475 años. Se observa que los EPU calculados con cada una de las leyes de atenuación seleccionadas, se sobreponen para los radios de influencia de falla de 320 y 500 km, incluso para grandes periodos de retorno, esto se puede entender que debido a que en el caso de 500 km se han empleado fuentes lejanas que no aportan de manera significativa al peligro de la zona. Se concluye que es razonable utilizar el análisis con las fuentes sísmicas que se encuentran incluidas en el radio de influencia de 320 km.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

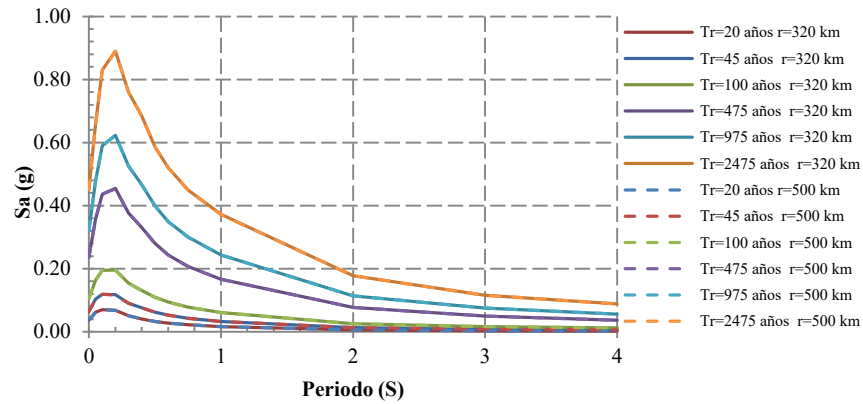


Figura. 3.7 EPUs para la ley de atenuación de AB-03 para radio de 500 y 320 km

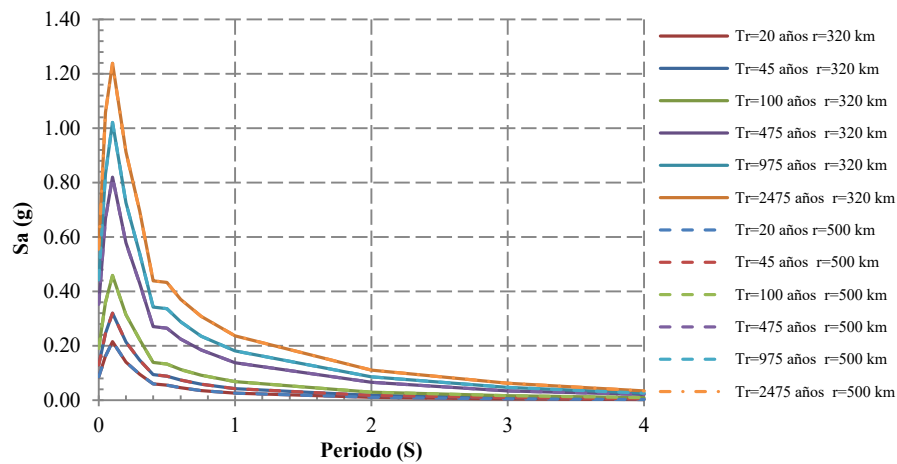


Figura. 3.8 EPUs para la ley de atenuación de GA-05 para radio de 500 y 320 km

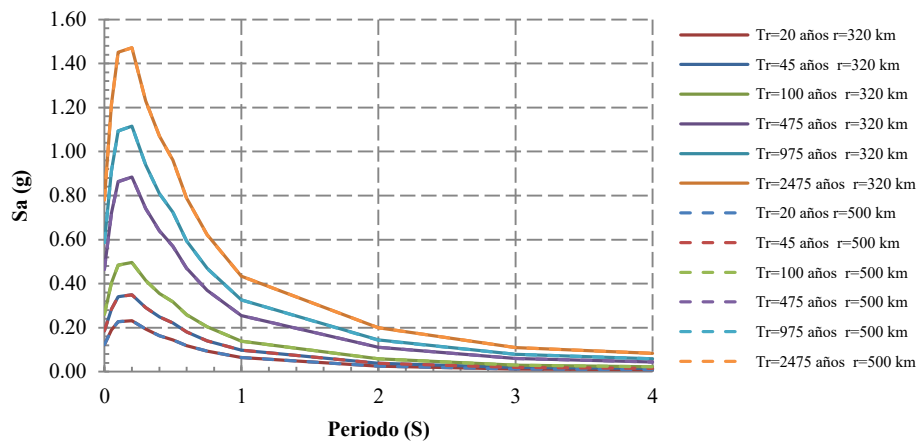


Figura. 3.9 EPUs para la ley de atenuación de Y-97 para radio de 500 y 320 km

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Se calcularon gráficas de peligro sísmico por fuente, para determinar aquellas que aportan en mayor medida al peligro y decidir qué ley de atenuación proporciona una mejor predicción. En la Figura 3.10 se presentan las gráficas de peligro para periodo espectral de 0.4 segundos asociada a una fuente sismogénica específica.

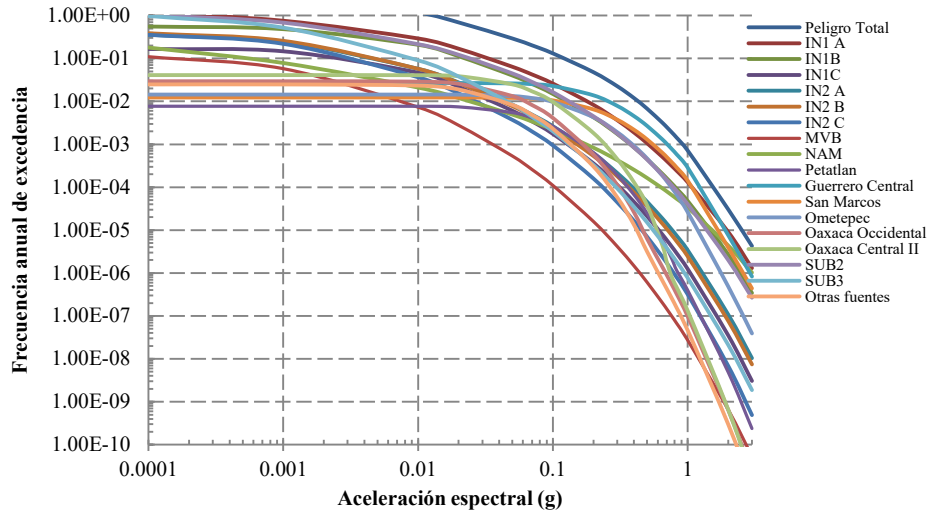


Figura. 3.10 Gráfica de peligro por fuente sísmica para $T=0.4$ s y $r=320$ km. Respuesta con el 5% de amortiguamiento- componente horizontal.

Se observa que las fuentes que contribuyen al mayor peligro, para fuentes tipo falla son: Guerrero central, Acapulco-San Marcos; para fuentes tipo área son: IN1A Y SUB2. Se entiende que el peligro está dominado por sismos de tipo interplaca e intraplaca.

En las Figuras 3.11 y 3.12 se observan los EPU con periodos de retorno de 100 y 475 años calculados con las distintas leyes de atenuación. Se observa que la ley de atenuación AB03 para sismos interplaca e intraplaca resulta en pseudo-aceleraciones menores, mientras que las ecuaciones de Y97 Y GA05 tienen mayor relación entre sí para ambos tipos de sismos.

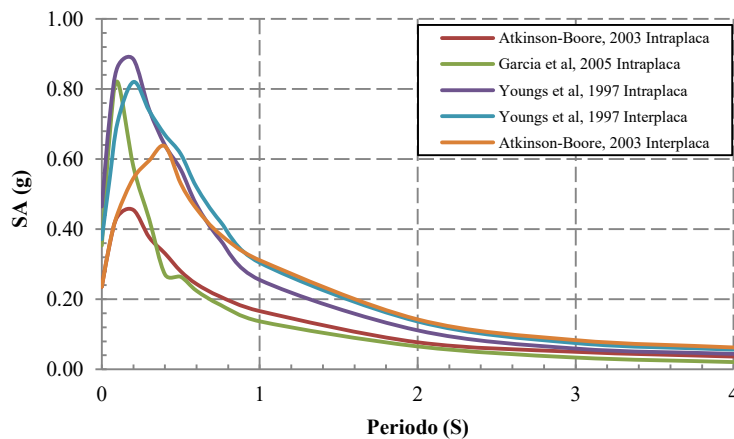


Figura. 3.11 EPU para cada ley de atenuación con $T_r=475$ años (10% en 50 años) $r=320$ km

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

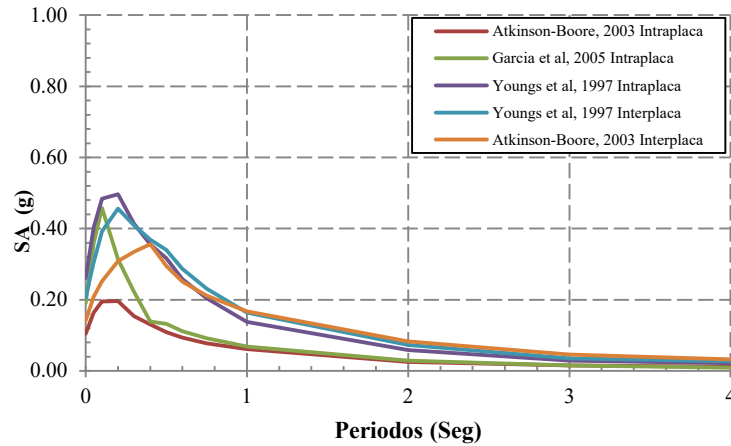


Figura. 3.12 EPUs para cada ley de atenuación con $T_r=100$ años (39.3 % en 50 años) $r=320$ km

3.4.2 Reglamentación Sísmica

Con fines de comparación se han calculado los espectros de diseño sísmico para estructuras del grupo A y B en Chilpancingo de acuerdo con el RCMCH y Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE), para este último se utilizó el software PRODISIS 2.0. Los espectros del MOC.CFE son transparentes en roca.

El *RCMCH 1999* propone calcular el espectro de diseño como se muestra a continuación:

Tabla 3.4 Coeficientes sísmicos de acuerdo con el *RCMCH*

Coeficientes sísmicos		
Tipo de estructuras	B	A
Zona	C	C
I (Terreno Firme):	0.4	0.6
II (Terreno Medianamente Blando):	0.8	1.2

Las ordenadas espectrales, “a”, expresadas como fracción de la gravedad están dadas por las siguientes expresiones.

$$a = C \quad \text{si } T \leq T_1$$

$$a = Cq \quad \text{si } T > T_1$$

$$q = \left(\frac{T_1}{T}\right)^r$$

Tabla 3.5 Valores de T_1 y r de acuerdo con el *RCMCH, 1999*.

Zona	T_1	r
I	1.00	$1/2$
II	2.00	$2/3$

Para el caso del MOC-CFE el programa PRODISIS presenta los valores mostrados en la Tabla 3.6 para los espectros de diseño.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Tabla 3.6 Valores para el cálculo del espectro de diseño de acuerdo al MOC-CFE

Valores calculados	Grupo A	Grupo B
Aceleración máxima en roca a_r	0.309	0.206
Ordenada espectral máxima c	0.772	0.515
Límite inferior de la meseta T_a	0.100	0.100
Límite superior de la meseta T_b	0.600	0.600
Factor de amortiguamiento b	1.000	1.000
Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales k	1.500	1.500
Factor de respuesta F_r	2.500	2.500
Factor de velocidad F_v	1.000	1.000
Factor de sitio F_s	1.000	1.000
Factor de no linealidad F_{nl}	1.000	1.000

En las Figuras 3.13 y 3.14 se presenta la comparación entre los reglamentos antes mencionados y los EPU's calculados para las leyes de atenuación GA05 y Y97 con periodo de retorno de 100 y 475 años, enfoque típico para estructuras del grupo B y A respectivamente. En el entendido de que la ecuación propuesta por AB03 resulta con aceleraciones menores, se ha omitido compararla con los espectros de diseño. La comparación es realizada para terreno firme.

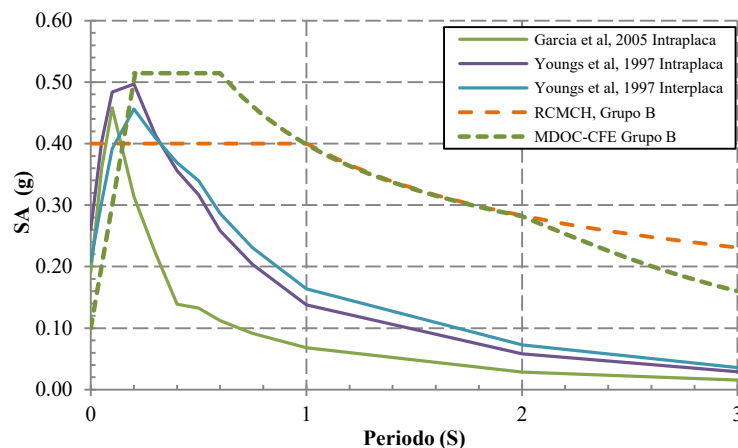


Figura 3.13 Comparación de los EPU's $Tr=100$ años $r=320$ km contra RCMCH y MOC-CFE

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

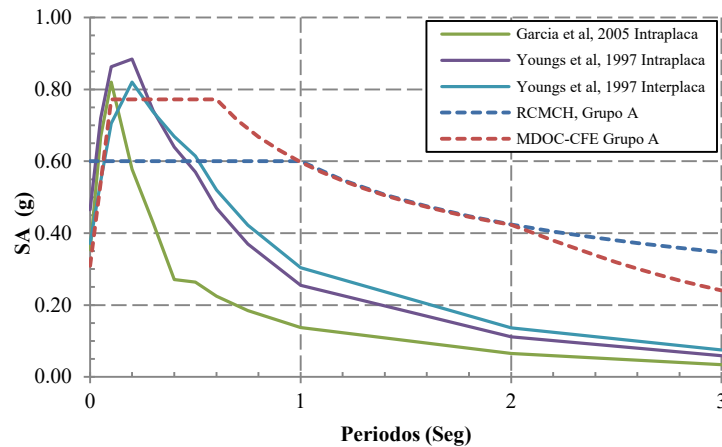


Figura 3.14 Comparación de los EPU $T_r=475$ años $r=320$ km contra RCMCH y MOC-CFE

Se observa que hay una relación cercana entre los espectros de diseño del MOC-CFE y los EPU calculados, mientras que para los espectros propuestos por el RCMCH indican pseudo-aceleraciones menores a los EPU y a los propuestos por el MOC-CFE.

Esto es debido a que en el RCMCH sólo se admite una reducción por ductilidad y no por sobrerresistencia, como en el caso del apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal (NTCDs). Se entiende que los espectros de diseño del RCMCH ya están afectados por un factor de sobrerresistencia implícito.

3.4.3 Desagregación del Peligro Sísmico

Es necesario identificar aquellas fuentes y magnitudes que mayor aporte brindan al peligro sísmico, lo cual es posible por medio del proceso de desagregación probabilista, para este caso se consideró una desagregación en roca. Este proceso muestra la contribución a la frecuencia anual de excedencia de acuerdo a la magnitud, distancia y parámetros de desviación estándar de las relaciones de atenuación.

Si el valor de pseudo-aceleración ocurre en el lugar de interés para la evaluación de la amenaza, ciertas magnitudes, distancias y valores de desviación contribuyen a dicha aceleración más que otros. Este proceso requiere que la frecuencia anual de excedencia se exprese como función de la magnitud y/o distancia; esto se puede llevar a cabo mediante la técnica descrita por *Kramer, (1996)*.

Previo a obtener la desagregación, se seleccionó un EPU calculado para un periodo de retorno y una ley de atenuación específicos. Para el espectro seleccionado, se obtienen las aceleraciones asociadas a un periodo espectral, para este caso, se han seleccionado los correspondientes al periodo fundamental de los edificios como se muestran en el Capítulo 4. Los periodos correspondientes son 0.4, 0.5 y 0.6 segundos para los edificios E2-CE, E1-H y E3-R respectivamente.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

El EPU se ha seleccionado de manera subjetiva y razonable, en este caso, con base en lo observado en la sección anterior, un EPU con periodo de retorno de 475 años, puesto que se estudian estructuras del grupo A y para la ley de atenuación de Y97 interplaca. Se presentan en las figuras 3.15 a la 3.17 los resultados del análisis de desagregación para los tres escenarios descritos.

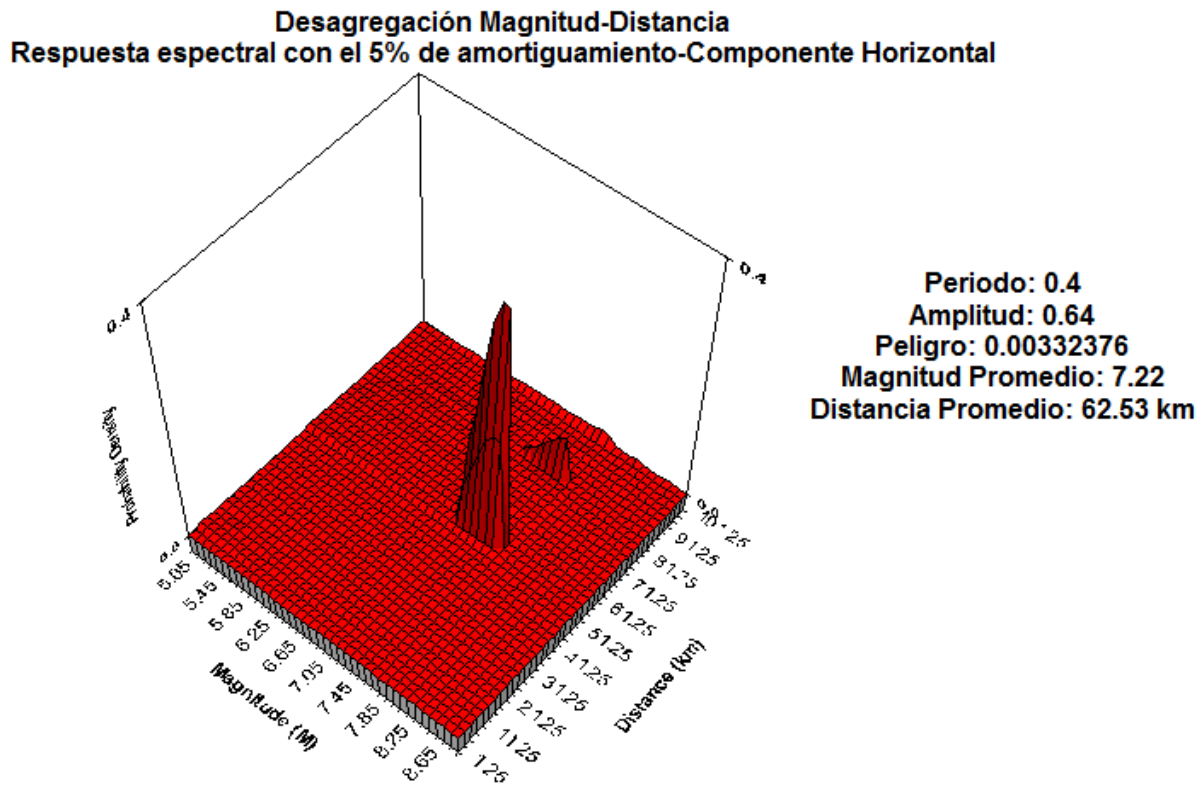


Figura 3.15 Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años $Periodo=0.4$ s

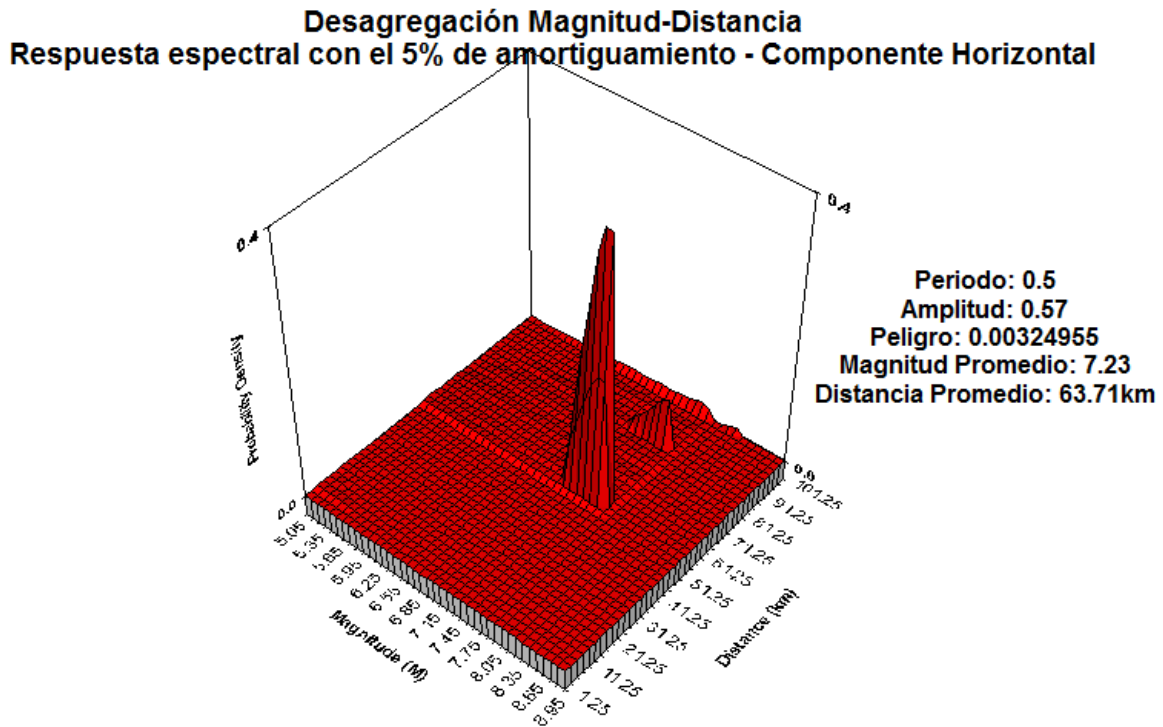


Figura 3.16 Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años Periodo=0.5 s

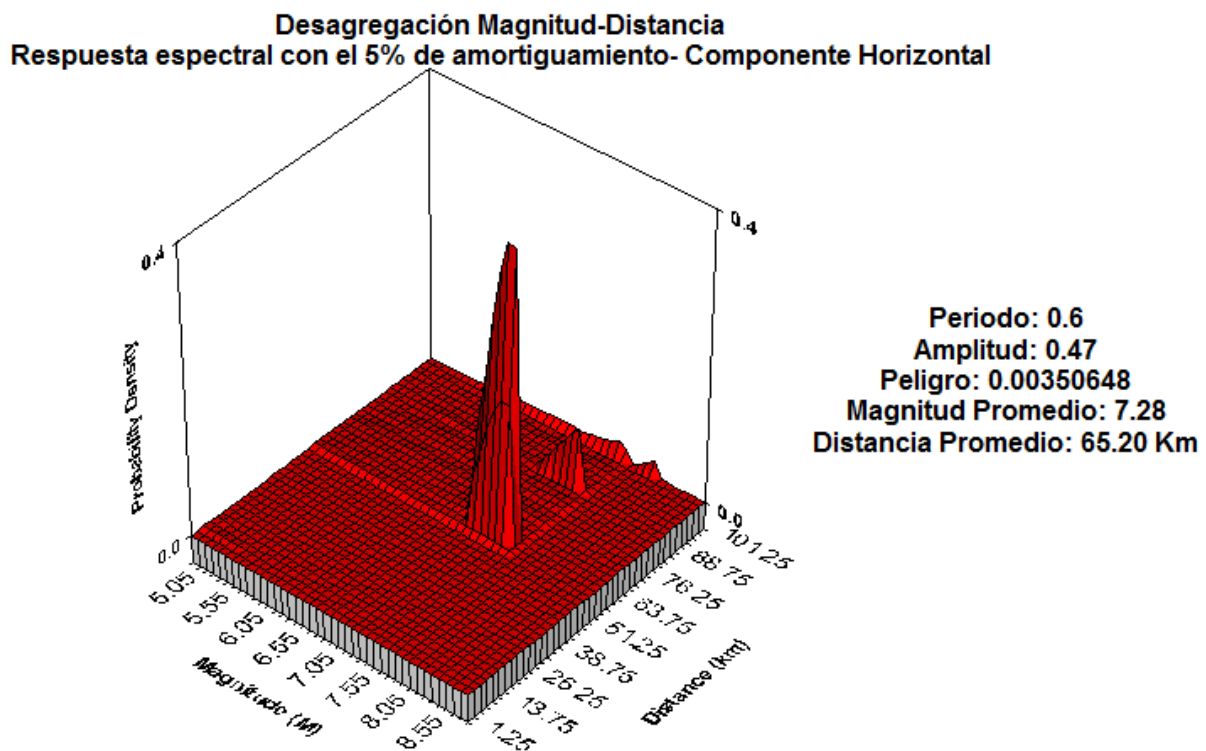


Figura 3.17 Desagregación para la ley de atenuación de Y97 $T_r=475$ años Periodo=0.6 s

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Con el proceso de desagregación, se encuentra la combinación magnitud-distancia promedio para cada escenario, las cuales aportan al mayor peligro para la zona en estudio.

Con esta herramienta se seleccionan registros acelerográficos que cumplan con estas condiciones, para realizar análisis de estructuras en el tiempo (p. e. Análisis no lineales). Se observa que es necesario seleccionar sismos con magnitudes que van desde 7.22 hasta 7.28 y que hayan ocurrido a una distancia desde los 63 hasta los 65 km. Como se explicará en una sección posterior, esto está limitado a la instrumentación sísmica de la zona en estudio.

3.4.4 Espectros Condicionales Promedio

Si la estructura a analizar ya está definida, es conveniente utilizar un espectro de respuesta condicional de un movimiento del suelo (Espectro Condicional Promedio, CMS por sus siglas en inglés) (*Baker y Allin Cornell, 2006; Baker, 2010*); el nivel de aceleración espectral corresponde al del periodo del primer modo de vibrar de la estructura y mediante un proceso de desagregación se encuentra la combinación de Magnitud-distancia- ε que permite definir el CMS, siendo ε una medida de la diferencia entre la aceleración espectral de un registro y la calculada con una relación de atenuación para un periodo T_i estudiado.

Algunos trabajos (*Baker y Allin Cornell, 2006*) han mostrado que utilizar un EPU como espectro objetivo para escalar acelerogramas de sitio resulta conservador, debido a la variación de periodo a periodo de parámetros sísmicos como: magnitud, distancia y ε , es decir, cada periodo corresponde a un escenario sísmico diferente; por lo que es complicado concebir un registro sísmico que se escale a todo el contenido de frecuencias del EPU.

Se han calculado CMS en función del proceso de desagregación descrito en la sección anterior y se presentan en las Figuras 3.18, 3.19 y 3.20.

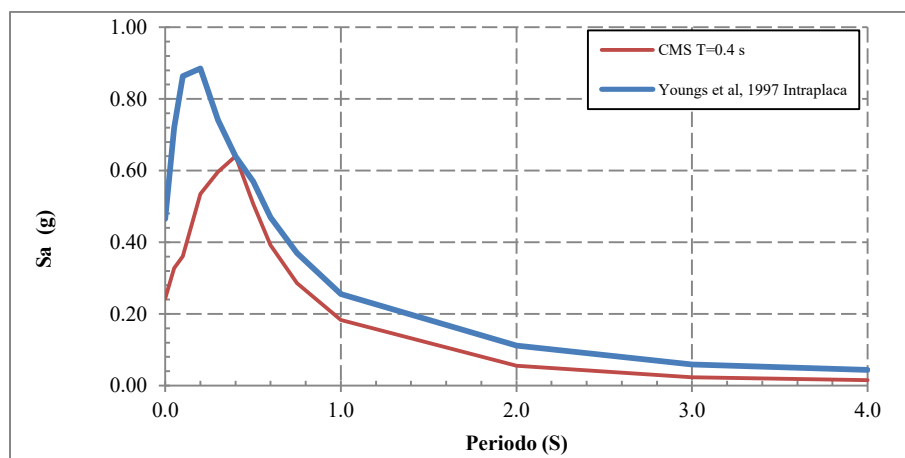


Figura 3.18 CMS para $T=0.4$ s y $A=0.64$ g contra EPU $T_r=475$ años de Y97Intraplaca

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

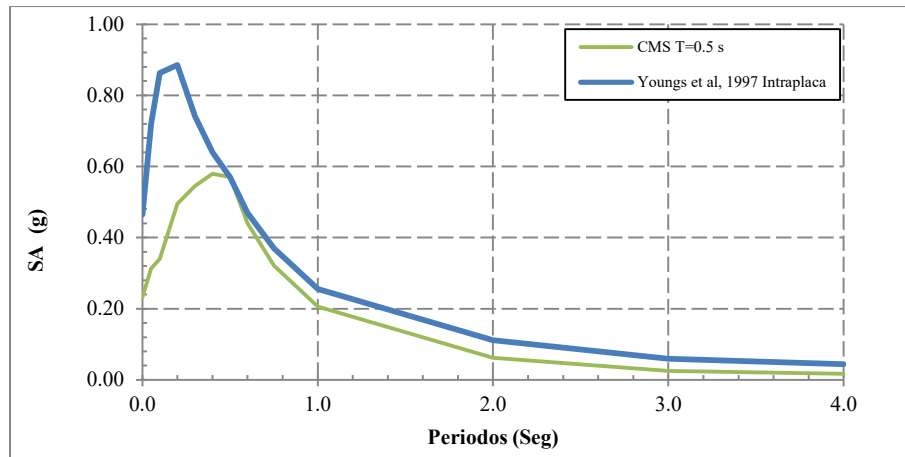


Figura 3.19 CMS para $T=0.5$ s y $A=0.57$ g contra EPU $Tr=475$ años de Y97Intraplaca

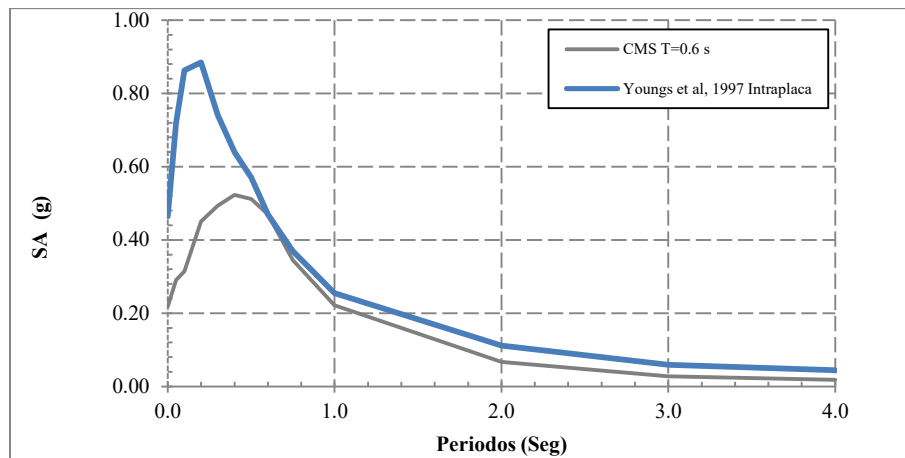


Figura 3.20 CMS para $T=0.6$ s y $A=0.47$ g contra EPU $Tr=475$ años de Y97Intraplaca

Se observa que las ordenadas del CMS tienen menor valor que el EPU independiente del periodo estructural; esto debido a que representa un escenario de peligro específico para las condiciones a las que fue condicionado. Los tres CMS calculados son considerados como espectros objetivos en el proceso de ajuste.

3.5 AJUSTE DE ESPECTROS

Cuando se realizan análisis dinámicos paso a paso, el proceso previo de selección de los acelerogramas semilla resulta complejo, ya que se deben tener registros de sismos que representen lo mejor posible los movimientos esperados en un sitio particular. Existen diferentes criterios para seleccionar los registros, pero no existe un acuerdo para utilizar una metodología específica.

En este trabajo se recurrió la técnica de ajuste de espectros, la cual consiste en escalar un acelerograma real con características específicas, hasta que su espectro de respuesta, empate con

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

un espectro de respuesta objetivo, el ajuste se puede realizar en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo.

El método de ajuste de espectros en el tiempo, trata de ajustar el registro original iterativamente hasta alcanzar compatibilidad con el espectro objetivo. Para lograrlo se añaden *Wavelets* en segmentos de tiempo donde existen diferencias de amplitud entre los espectros en rangos de periodo, modificando así el acelerograma inicial.

El método preserva, en todas sus fases, las características del registro inicial (duración, arribo de ondas S y P, etc.); a pesar de que este método es más complicado que los métodos de ajuste de espectros en el dominio de la frecuencia, en muchos casos, logra preservar las características no estacionarias del registro sísmico de entrada.

Abrahamson, (1992) desarrolló el software RspMatch que permite preservar las características no estacionarias del registro sísmico de referencia para un gran rango de acelerogramas y se ha utilizado en este trabajo para obtener las historias de aceleraciones que se utilizaron en los análisis paso a paso.

3.5.1 Acelerogramas Semilla

En la sección 3.4.3 se mostró el proceso de desagregación del peligro sísmico, de donde se obtuvieron las combinaciones de magnitud-distancia que permiten seleccionar los registros sísmicos de interés. Es necesario contar entonces con una base de datos en la cual existan registros para la zona de estudio.

En este trabajo se seleccionaron registros de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSDF), de las estaciones acelerométricas ubicadas en Chilpancingo, estación RIIC en terreno compresible y CHIL, ubicada en terreno firme, ubicadas a 8 y 12 km aproximadamente del sitio de estudio respectivamente.

Se tomó como criterio, elegir aquellos registros, cuyas magnitudes y distancias epicentrales al sitio de estudio se acercaran a las magnitudes desde 7.22 hasta 7.28 y desde los 63 hasta los 65 km.

Se observó que no existían registros sísmicos con tales características en las estaciones RIIC y CHIL; debido a esto se optó por elegir el evento del 14 de septiembre de 1995 con magnitud de 7.2 y distancia desde el epicentro al sitio de estudio igual a 158 km.

Aunque en la distancia sugerida por la desagregación es menor que la del registro elegido (63 km contra 158), este sismo en particular, fue registrado por las dos estaciones, y sirvió como referencia al evaluar los efectos locales, como se muestra en las 3.6.

En las Figuras 3.21 y 3.22 se muestran los registros correspondientes al sismo del 14 de septiembre de 1995 en sus componentes Norte-Sur y Este-Oeste, registrados en terreno firme por la estación CHIL.

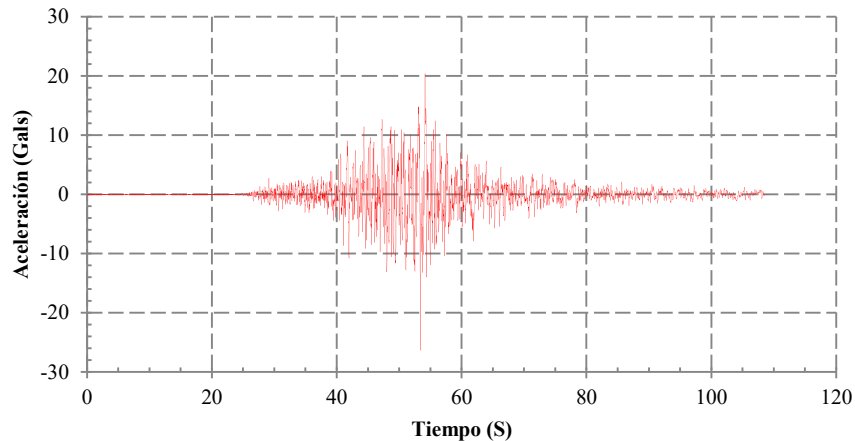


Figura 3.21 Registro del sismo del 14 de septiembre de 1995. Dirección Norte-Sur

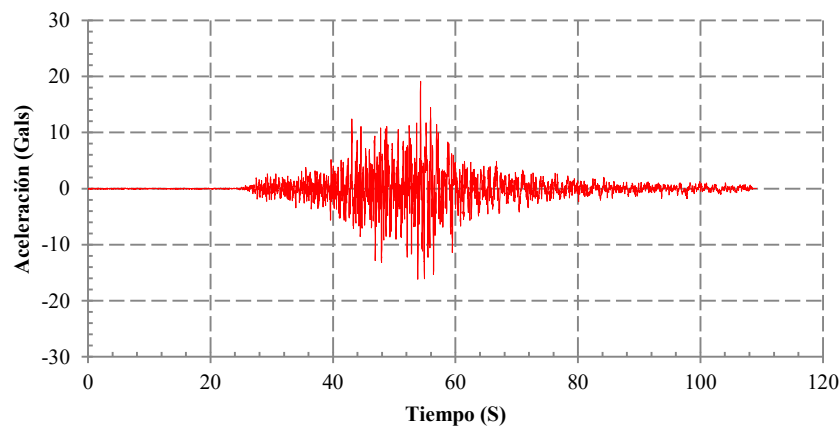


Figura 3.22 Registro del sismo del 14 de septiembre de 1995. Dirección Este-Oeste

Es necesario procesar los registros, previo a realizar el proceso de ajuste, se muestra en el Apéndice C las correcciones realizadas a los registros originales (corrección por línea base y filtrado). Se realiza este procesamiento de la señal para eliminar ciertas frecuencias que no son de interés o que se consideran ruido blanco.

3.5.2 Acelerogramas Sintéticos

Para cada escenario de espectro condicional promedio mostrado en las Figuras 3.18, 3.19 y 3.20 se ajustaron los acelerogramas semilla. Se consideró el mismo CMS para ambas direcciones ortogonales, ya que éste representa el mismo nivel de peligro independiente de la dirección. En las Figuras 3.23 y 3.24 se muestran los acelerogramas sintéticos para el edificio E2-CE en dirección Norte-Sur y Este-Oeste y en la figura 3.25 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta de cada acelerograma.

Es posible observar que los espectros de respuesta correspondientes al ajustado y al objetivo, en ambas direcciones, prácticamente se sobreponen, y se presentan algunas diferencias para periodos muy cortos. Donde el Input es el espectro de respuesta del acelerograma

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

seleccionado de la estación CHIL (Terreno firme), El objetivo es el CMS para los diferentes periodos estructurales y Ajustado es el correspondiente al acelerograma sintético.

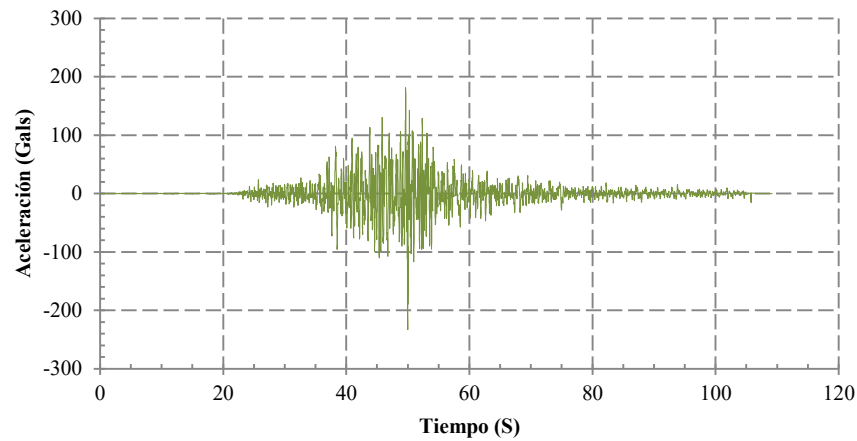


Figura 3.23 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.4$ Dirección Norte-Sur

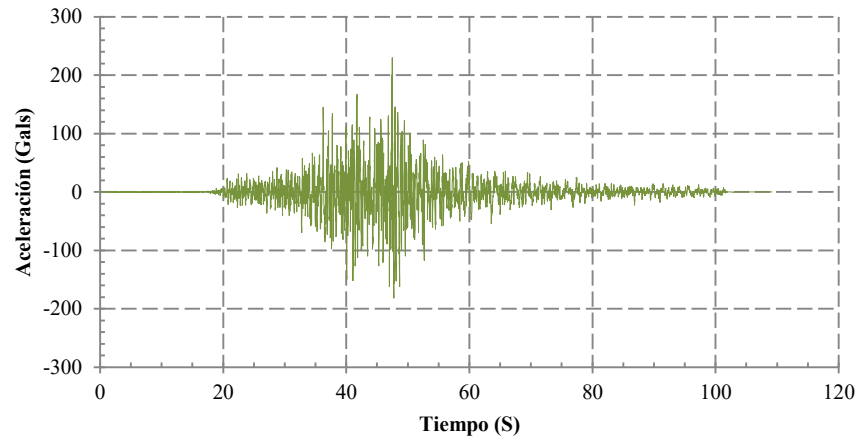


Figura 3.24 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.4$ Dirección Este-Oeste

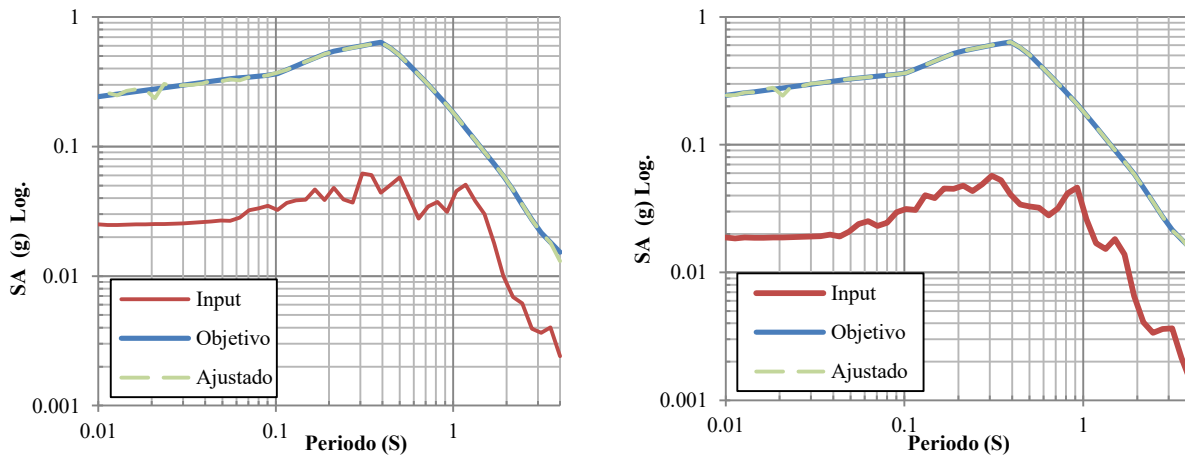


Figura 3.25 Comparación entre espectros de respuesta y el ajustado CMS $T=0.4$ s. Izquierda Dirección N-S y derecha dirección E-O

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

En las Figuras 3.26 y 3.27 se muestran los acelerogramas sintéticos para el edificio E1-H y en la figura 3.28 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta para $T=0.5$ s

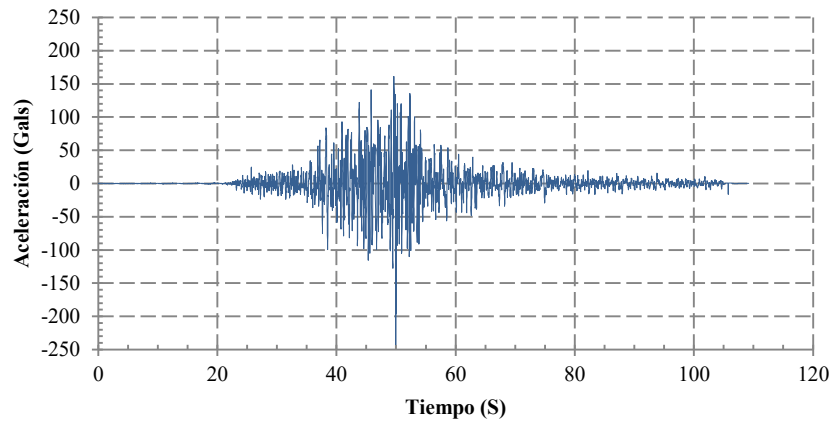


Figura 3.26 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.5$ Dirección N-S

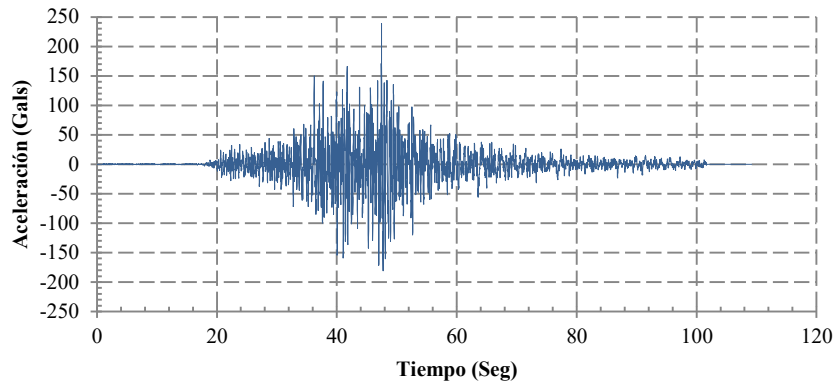


Figura 3.27 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.5$ Dirección E-O

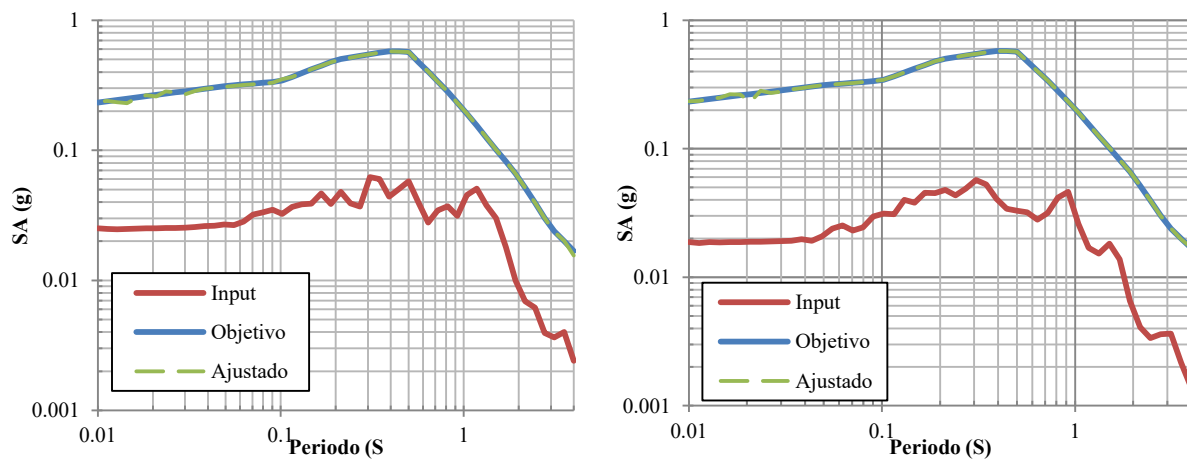


Figura 3.28 Comparación entre espectros de respuesta y el ajustado CMS $T=0.5$ s. Izquierda dirección N-S y derecha dirección E-O

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

En las Figuras 3.29 y 3.30 se muestran los acelerogramas sintéticos para el edificio E3-R y en la figura 3.31 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta de cada acelerograma.

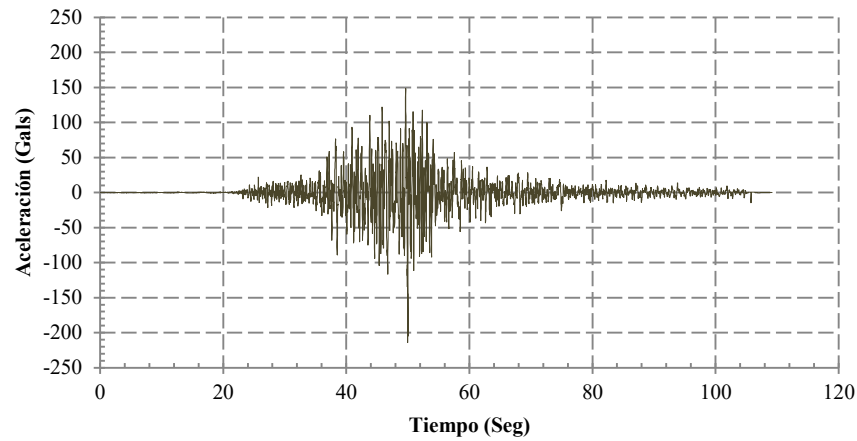


Figura 3.29 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.6$ Dirección Norte-Sur

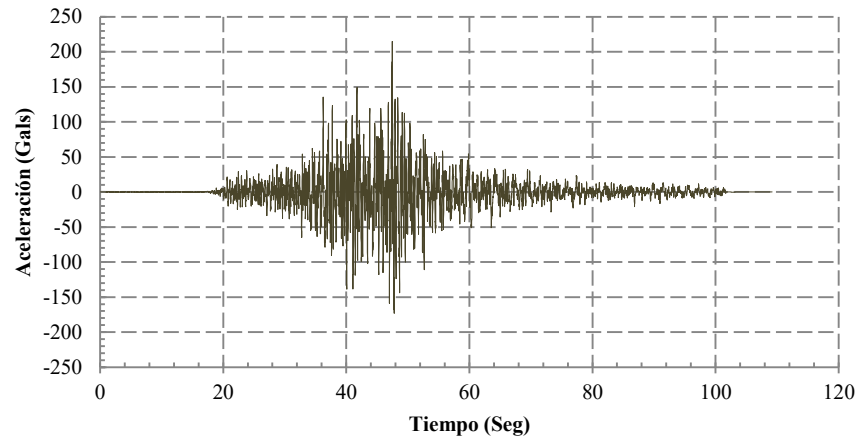


Figura 3.30 Acelerograma ajustado a CMS con $T=0.6$ Dirección Este-Oeste

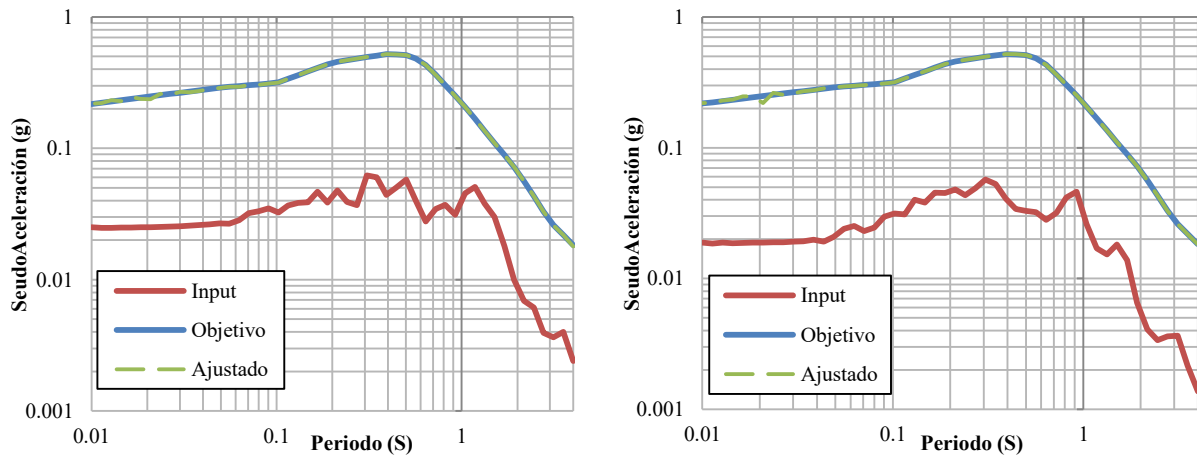


Figura 3.31 Comparación entre espectros de respuesta, CMS, $T=0.6$. Izquierda dirección N-S y derecha dirección E-O

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Como se observa, los registros calculados presentan características similares a los registros semilla, ya que fueron ajustados a CMS con aceleraciones pico y formas semejantes, además que estos preservan las características de los registros originales. Es conveniente mencionar que los registros sintéticos mostrados, han sido ajustados a CMS asociados a comportamiento en roca, por lo que se realizó un análisis de efectos locales, como se muestra en la sección 3.6

3.6 PROPAGACIÓN DE ONDAS

Debido a que los acelerogramas generados, sólo consideran el comportamiento en roca, se estudió la influencia que tiene la incidencia de ondas de corte en una estratigrafía de suelo. *Gómez-Bernal et al, (1999)*, estudiaron el efecto de amplificación sísmica en Chilpancingo, utilizaron algunas simulaciones, además de los registros sísmicos con que se contaban. Ellos concluyen que la amplificación en Chilpancingo no se debe solo a la incidencia de ondas de corte, por lo que utilizar modelos de propagación en una dimensión, no se estaría representando adecuadamente el fenómeno de amplificación.

En la Figura 3.32 se ilustran las diferencias entre los espectros de respuesta del sismo del 14 de septiembre de 1995, registrado en la estación CHIL en terreno firme (input), en la estación RIIC EN terreno blando (registrado) y el amplificado, calculado con el software SHAKE91 con las propiedades indicadas en la sección 3.6.2.

Gómez-Bernal et al, (1999) explican que las diferencias encontradas entre lo registrado y las simulaciones, pudieran ser debidas a otros factores importantes que no se logran reproducir con los modelos de propagación unidimensional, por ejemplo efectos bidimensionales y la amplificación debida a ondas superficiales.

En este trabajo se decidió utilizar una simulación de propagación de ondas unidimensional para obtener registros en campo libre, el autor está consciente que no se esté representando la amplificación real, sin embargo, la metodología es relativamente sencilla de aplicar y se puede ejemplificar como tomar en cuenta la presencia de un suelo estratificado.

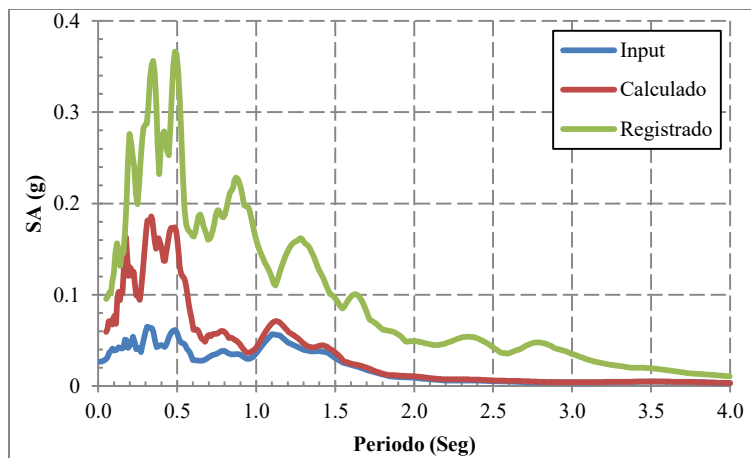


Figura 3.32 Comparación entre espectros de respuesta registrados y simulados Dirección N-S

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

3.6.1 Propiedades Dinámicas del Suelo

Existen distintas técnicas para medir las propiedades dinámicas del suelo, tanto en laboratorio como en campo y éstas pueden realizarse a bajas o altas deformaciones, según el problema que se quiera resolver.

En este trabajo se empleó el estudio realizado por *GEOVISA, (1998)*, quienes llevaron a cabo pruebas de campo y laboratorio como parte del estudio de amplificación sísmica en Chilpancingo por *Gómez-Bernal et al, (1999)*. Aunque el sitio de estudio se encuentra lejano (8 km aproximadamente) a la ubicación de los edificios presentados en este trabajo, los suelos de Chilpancingo son relativamente uniformes, presentando características muy similares en todo el valle. Además, no se logró obtener reportes de estudios de mecánica de suelos para los hospitales, pero se tiene el conocimiento que éstos fueron someros y no se midieron propiedades dinámicas del suelo.

Por lo anterior, se decidió utilizar el estudio de *GEOVISA (1998)*, ya que alcanzó una profundidad de sondeo de 52.6 m y se realizó la prueba geofísica de *down-hole* para determinar el perfil de velocidades de ondas S y P. Ésta consiste en generar un impulso sísmico y medir el tiempo de arribo de las ondas dentro del pozo del sondeo a diferentes profundidades. Debido a que es una prueba de bajas deformaciones, es necesario corregir las velocidades obtenidas cuando se necesita esta información para realizar análisis donde se involucren deformaciones altas, como tal es el caso del movimiento fuerte del terreno.

3.6.2 Modelo de Propagación

Para fines prácticos de este trabajo, se supuso que la amplificación es debida solamente a la incidencia vertical de ondas de corte, de esta manera se soluciona el problema de propagación de ondas mediante el software SHAKE-91 de *Schnabel et al, (1972)* el cual está implementado en el software EZ-FRISK 7.65. Teniendo como excitación en la roca base a los sismos sintéticos generados en la sección 3.5.2 correspondiente a los edificios E1-H y E2-CE, se propaga el registro a través del suelo estratificado; entonces se obtendrán registros en campo libre, los cuales podrán ser utilizados para los análisis no lineales. En la tabla 3.7 se muestra la idealización del modelo del suelo considerado, como lo presenta *Gómez-Bernal et al, (1999)*.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

Tabla 3.7 Idealización del suelo para el modelo de propagación, Gómez-Bernal et al, (1999).

No Estrato	Clasificación SUCS	Descripción	Peso volumétrico (kg/m ³)	Velocidad de Ondas de corte (m/s)	Espesor (m)	Amort. (%)
1	CL	Arcilla color café oscuro con material de relleno	1650	80	1.2	3
2	CH	Arcilla de alta plasticidad, café verdoso	1884	130	0.9	3
3	CH	Arcilla verdoso ligeramente claro	2153	420	3.1	3
4	CL-SC	Arcilla con abundante arena fina y grava aislada	2191	105	2.4	3
5	SC-GW	Gravas y boleos arena empacados en arena poco arcillosa	2200	690	4.5	3
6	MH	Limo fisurado gris verdoso	1724	260	6.3	3
7	SC	Arena muy fina arcillosa	2000	490	0.6	3
8	MH	Limo poco fisurado gris verdoso	1676	490	4.2	3
9	SC	Arena arcillosa café claro	2100	490	0.8	3
10	MH	Limo poco fisurado gris verdoso	1676	400	6	3
11	MH	Limo poco fisurado gris verdoso	1676	950	17	3
12	MH	Limo poco fisurado gris verdoso	1676	800	5	3
13	Semi-espacio		2243	1220	infinito	2

Se sabe que el módulo de rigidez a corte del suelo se ve modificado cuando éste se somete a cargas cíclicas o dinámicas. La secante del módulo de rigidez de un suelo varía con la amplitud de deformación cíclica por cortante, siendo alta para niveles bajos y decrece con el aumento de la amplitud de deformación. Por otra parte, el porcentaje de amortiguamiento crítico aumenta si la amplitud de las deformaciones por cortante también crece. Se utilizaron las curvas propuestas por *Idriss y Sun, (1992)* que toman la variación del módulo de rigidez y porcentaje de amortiguamiento, estas se muestran en la Figura 3.33.

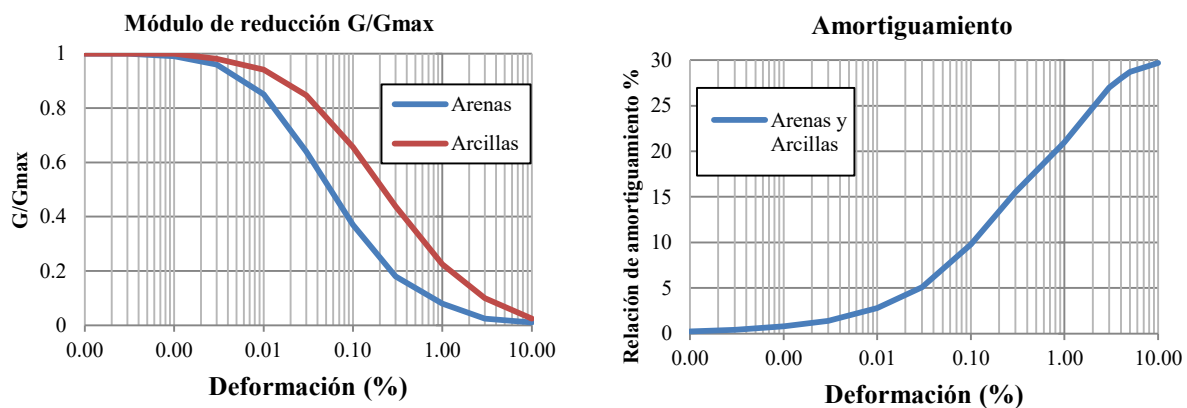


Figura 3.33 Variación del módulo de rigidez, y del porcentaje de amortiguamiento *Idriss y Sun, (1992)*

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

3.6.3 Acelerogramas en Campo Libre

Se realizó la propagación de los registros mostrados en las figuras 3.23, 3.24, 3.26 y 3.27 los cuales corresponden a los edificios E2-CE y E1-H, respectivamente en sus dos direcciones. Con este proceso se obtuvieron registros en la superficie, correspondientes a campo libre. En las Figuras 3.34 a la 3.37 se presentan los registros sintéticos propagados para cada uno de los edificios considerados en terreno blando.

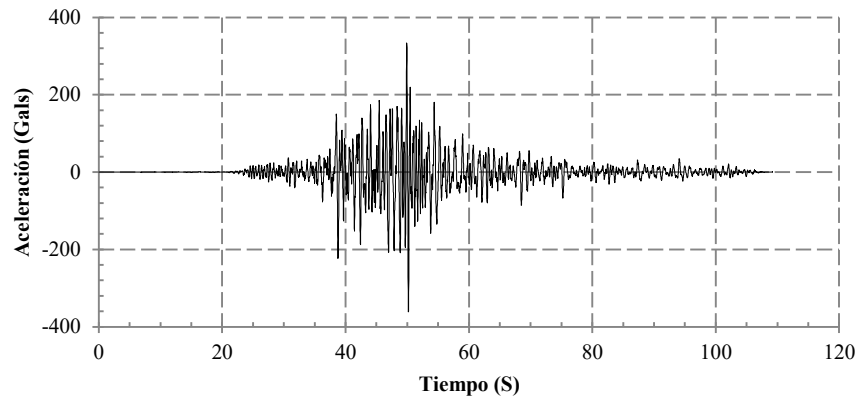


Figura 3.34 Registro propagado para E1-H dirección N-S

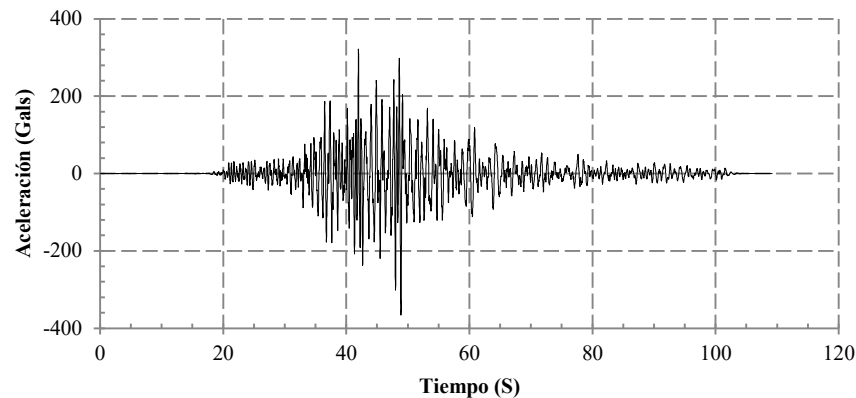


Figura 3.35 Registro propagado para E1-H dirección E-O

En la Figura 3.38 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta del registro de entrada y el calculado en la superficie. Se observa una clara amplificación de hasta 4 veces, aunque no se logra reproducir la amplificación para periodos largos como se muestra en la figura 3.32.

Se concluye que los efectos locales de amplificación deben tenerse muy presentes dadas las grandes diferencia entre los espectros input (Correspondiente a roca) y campo libre, sin embargo se pudieran estar subestimando como se comentó anteriormente debido a que la amplificación no se debe solo a la incidencia de ondas de corte.

CAPITULO 3. PELIGRO SÍSMICO

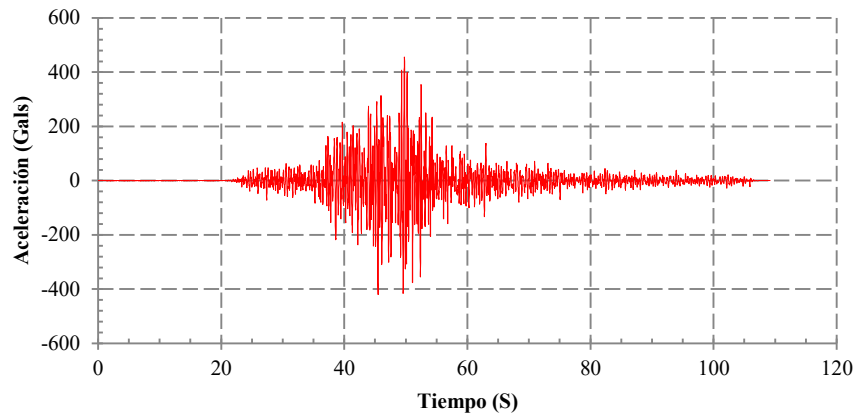


Figura 3.36 Registro propagado para E2-CE dirección N-S

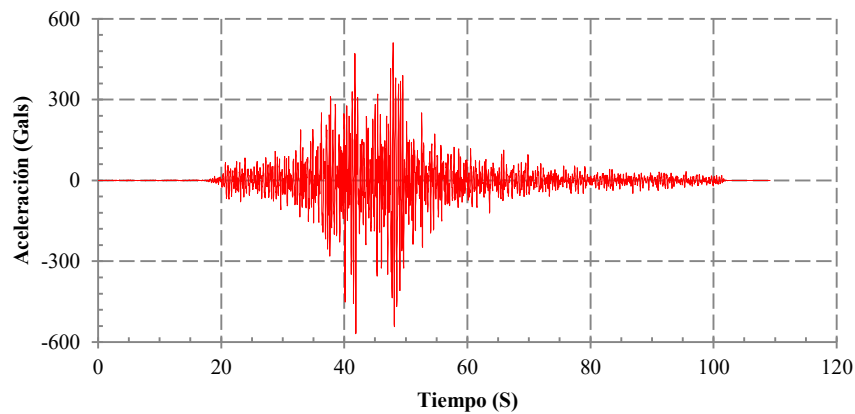


Figura 3.37 Registro propagado para E2-CE dirección E-O

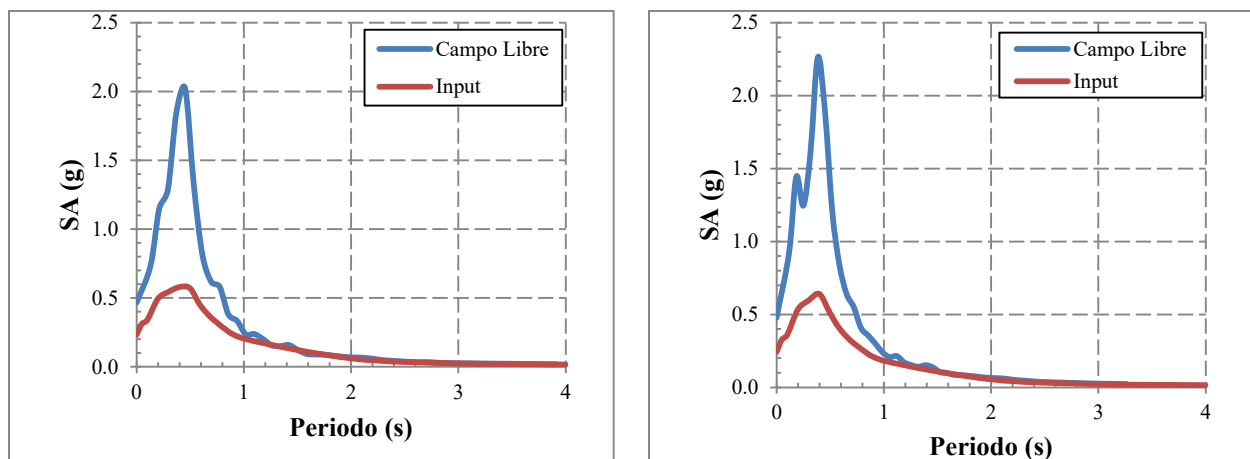


Figura 3.38 Comparación entre espectros de respuesta de entrada y campo libre para E1-H (izquierda) y E2-CE (derecha). Dirección N-S

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 ANÁLISIS MODAL

Se realizaron los modelos estructurales en el software ETABS 2013 donde se calcularon los periodos y modos de vibrar de cada uno de los edificios en estudio. En las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se muestran los modelos tridimensionales respectivos.

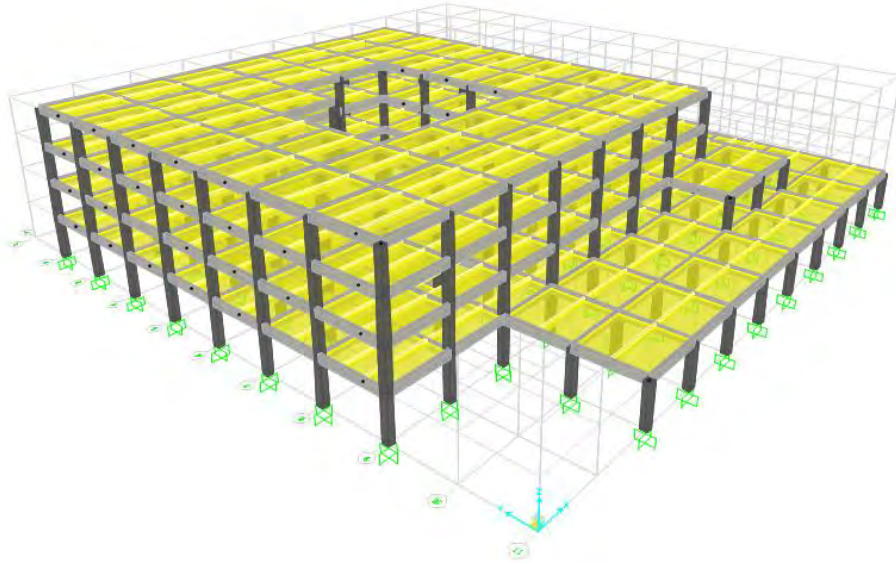


Figura 4.1 Modelo tridimensional de E1-H

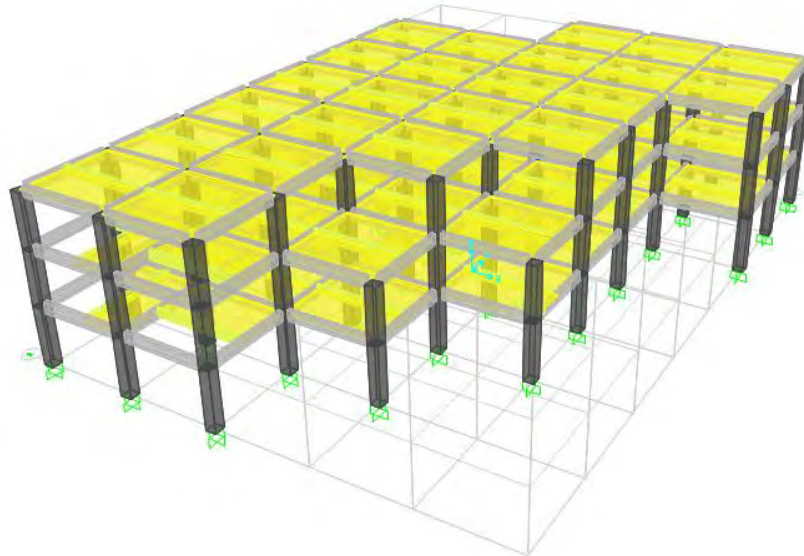


Figura 4.2 Modelo tridimensional de E2-CE

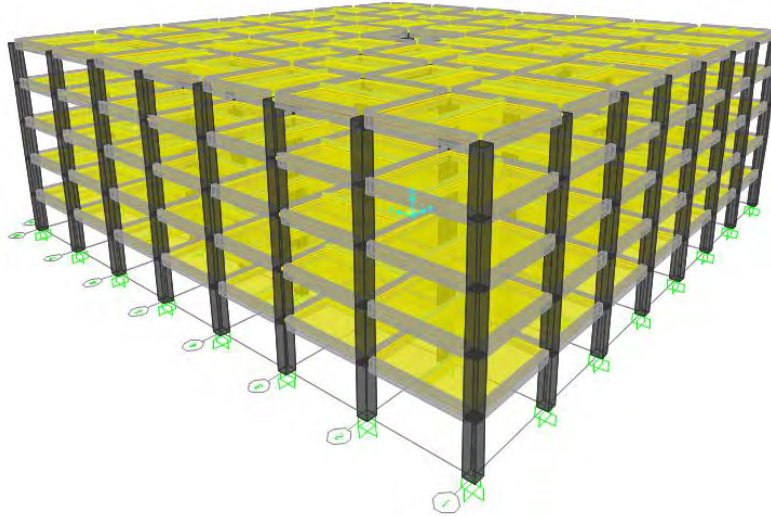


Figura 4.3 Modelo tridimensional de E3-R

Se hicieron las siguientes consideraciones al realizar los modelos estructurales:

- Las losas se consideraron como diafragmas rígidos
- La base se modeló empotrada considerando una cimentación rígida
- El módulo de elasticidad del concreto se calculó como $E = 14000\sqrt{f'c}$
- Se consideró que la conexión viga-columna es infinitamente rígida y
- Las vigas secundarias están articuladas en los extremos.

En la tabla 4.1 se muestran los periodos obtenidos para cada uno de los modelos.

Tabla 4.1 Periodos estructurales para cada edificio

No. Modo	Modelos		
	E1-H	E2-CE Periodos (Seg.)	E3-R
1	0.528	0.425	0.610
2	0.505	0.416	0.609
3	0.417	0.377	0.572
4	0.179	0.13	0.186
5	0.179	0.128	0.185
6	0.169	0.117	0.174

En las Figuras 4.4 a la 4.9 se muestran los dos primeros modos de cada edificio. Se observó que los dos últimos modelos E2-CE y E3-R vibran en traslación; sin embargo, el modelo E1-H demostró estar dominado por torsión en el primer modo.

Los periodos fundamentales de cada edificio, han servido para obtener los CMS mostrados en el Capítulo 3.

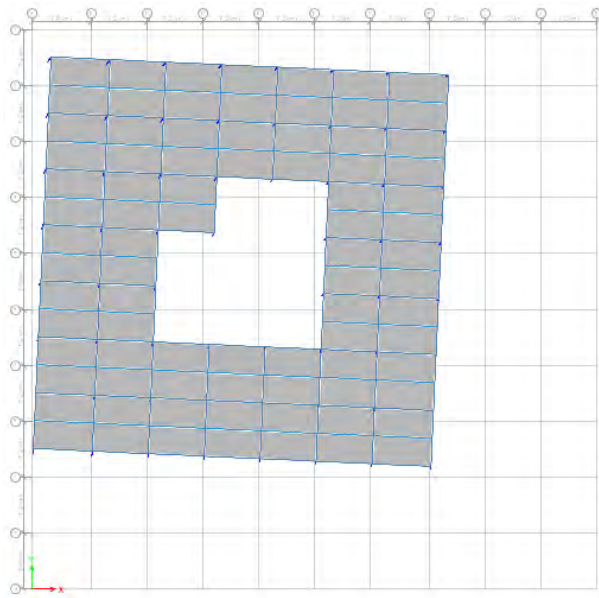


Figura 4.4 Primer modo de E1-H

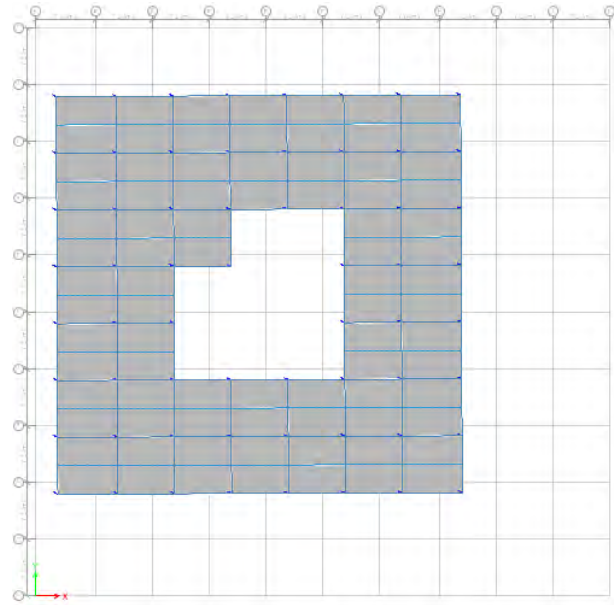


Figura 4.5 Segundo modo de E1-H

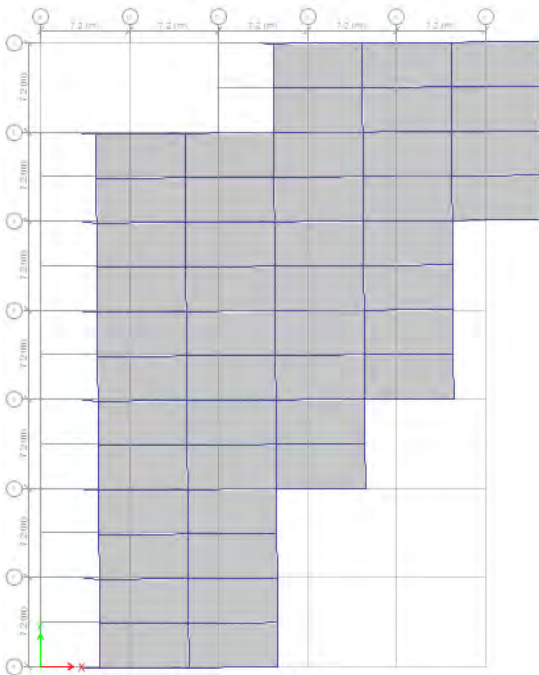


Figura 4.6 Primer modo de E2-CE

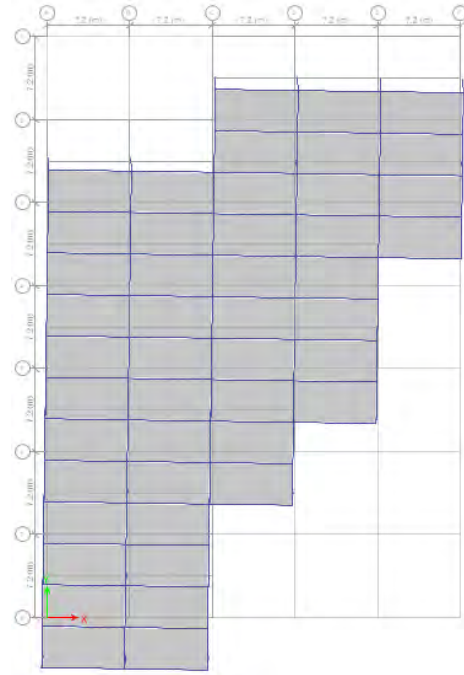


Figura 4.7 Segundo modo de E2-CE

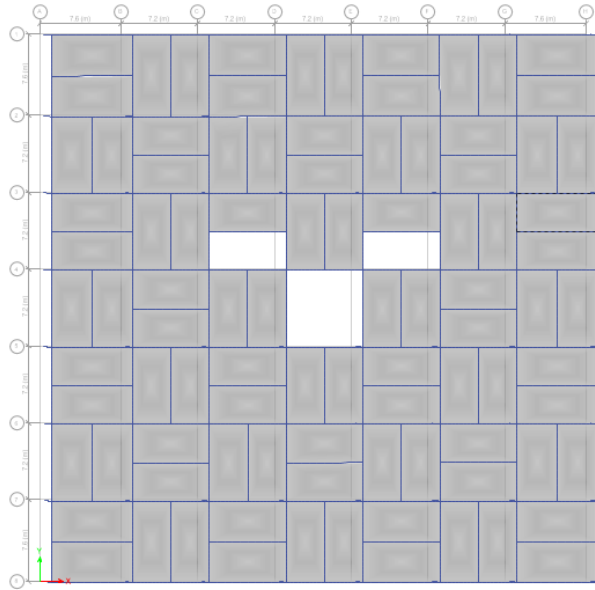


Figura 4.8 Primer modo de E3-R

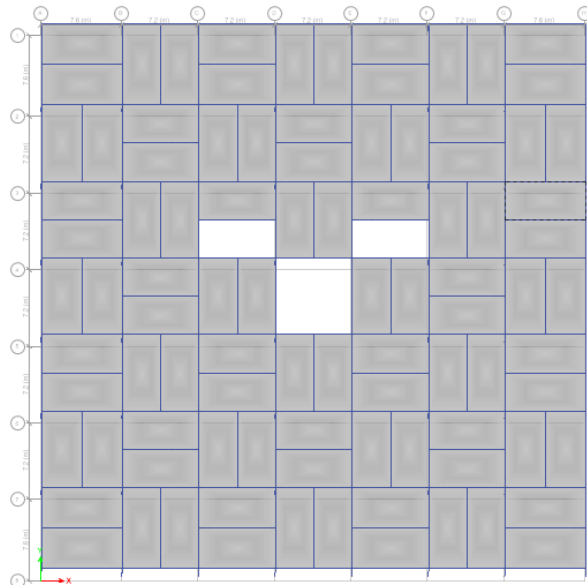


Figura 4.9 Segundo modo de E3-R

4.2 RELACIONES CONSTITUTIVAS

El análisis no lineal se ha vuelto una herramienta muy usual para evaluar el desempeño de los sistemas estructurales. El reto es desarrollar técnicas analíticas que permitan realizarlo con cierto grado de confianza, debido a las incertidumbres que se tienen (*Krawinkler, 2006*). Algunos ejemplos de las incertidumbres son, la selección de registros para análisis no lineales paso-a-paso y las relaciones fuerza-deformación que permiten conocer el comportamiento no lineal, a nivel elemento o sistema estructural.

Previo a realizar los análisis no lineales, se generaron relaciones constitutivas para los elementos estructurales de los edificios en estudio. Se decidió calcular diagramas Momento-Curvatura para los elementos tipo viga y diagramas de interacción Momento-Carga Axial, para los elementos columna. En total se calcularon 68 diagramas Momento-Curvatura y 7 diagramas de interacción para los tres edificios los cuales se presentan en el Apéndice D. Se utilizó el software RESPONSE-2000 para estos fines. El modelo del concreto implementado en el programa Response-2000, es el desarrollado por *Popovics, (1973)*; *Thorenfeldt, (1987)*; y *Collins, (1986)*. Sin embargo, se permite al usuario utilizar algún otro modelo, al introducir en forma tabular los valores de esfuerzo y deformación.

En este trabajo se comparó la diferencia entre usar el modelo implementado en el programa, el cual no considera el confinamiento del concreto, contra el modelo propuesto por *Mander et al, 1988* que sí toma en cuenta la presencia de estribos en las secciones de concreto. En las Figuras 4.10 y 4.11 se muestra la comparación entre diagramas Momento-Curvatura correspondientes a los elementos vigas de las edificios en estudio; calculados con un modelo de concreto sin confinamiento (serie roja) y con un modelo de concreto confinado (serie azul).

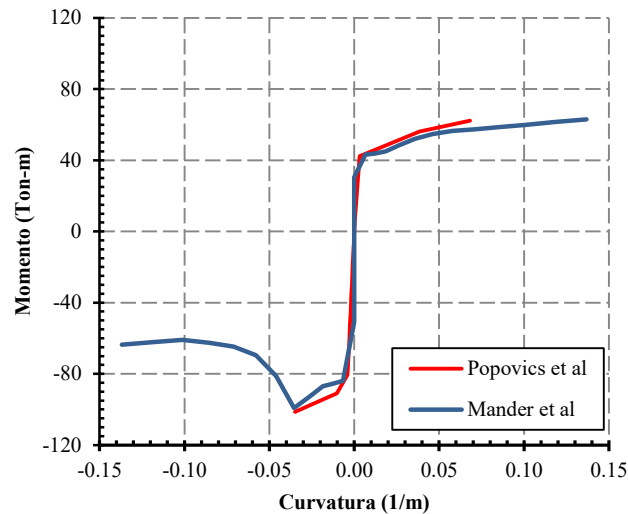


Figura 4.10 Comparación entre diagramas momento-curvatura para E2-CE calculado con diferente modelo de concreto.

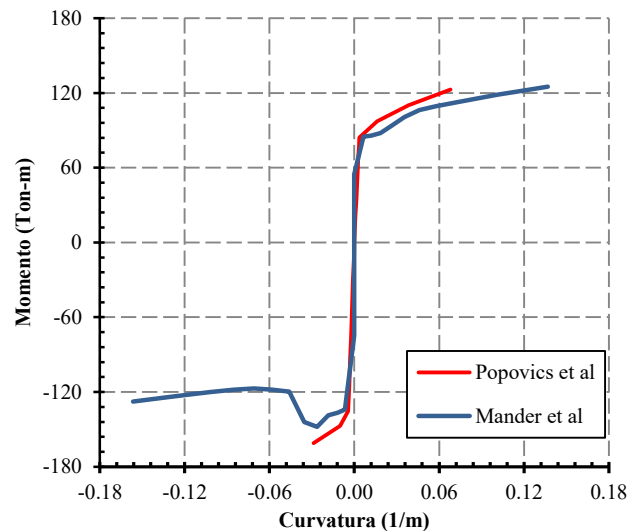


Figura 4.11 Comparación entre diagramas momento-curvatura para E1-H calculado con diferente modelo de concreto.

Se sabe que el efecto del confinamiento repercute en la capacidad de deformación a flexión en los elementos de concreto reforzado, como se muestra en las Figuras 4.10 y 4.11. Se observa que la resistencia última calculada con ambos modelos de concreto es similar, sin embargo la curvatura a la que se presenta esta resistencia es distinta para ambos modelos, esto debido al efecto del confinamiento.

También se puede observar en las Figuras 4.10 y 4.11 que para los momentos negativos, se desarrolla poca ductilidad, por lo que surge la incertidumbre de tomar relaciones constitutivas que calculen capacidades de deformación a flexión grandes, las cuales pudieran no desarrollarse.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Por esta razón, se decidió utilizar el modelo de concreto no confinado, por ser de alguna manera conservador.

Se calcularon diagramas de interacción Momento-Carga Axial para los diferentes tipos de columnas de los edificios estudiados. Se muestran en las Figuras subsecuentes desde la 4.12 a la 4.14 los diagramas de interacción calculados. También se calcularon diagramas momento curvatura para columnas, aunque es de notar que para elementos en flexocompresión, los diagramas momento curvatura dependen del nivel de carga axial.

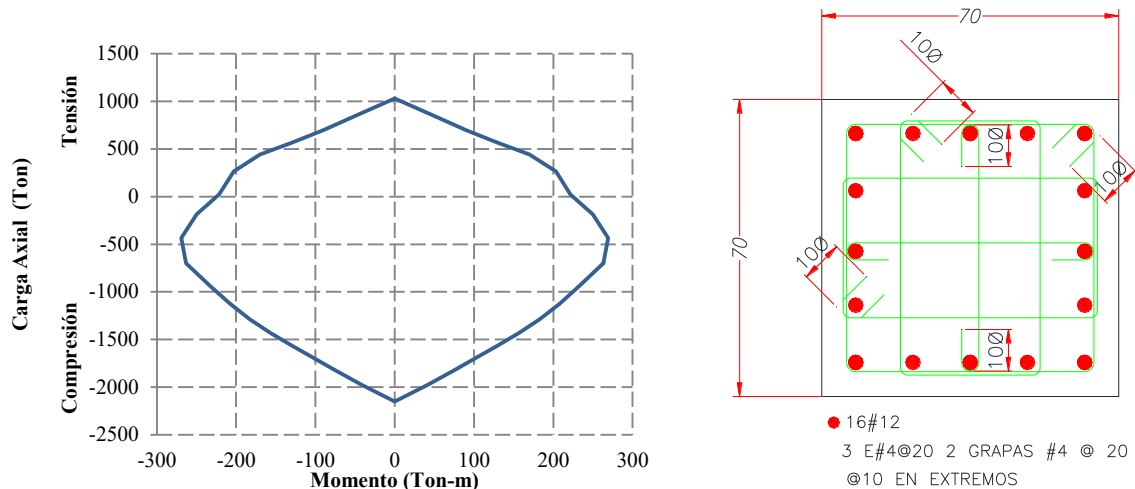


Figura. 4.12 Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E1-H y armado de la sección correspondiente

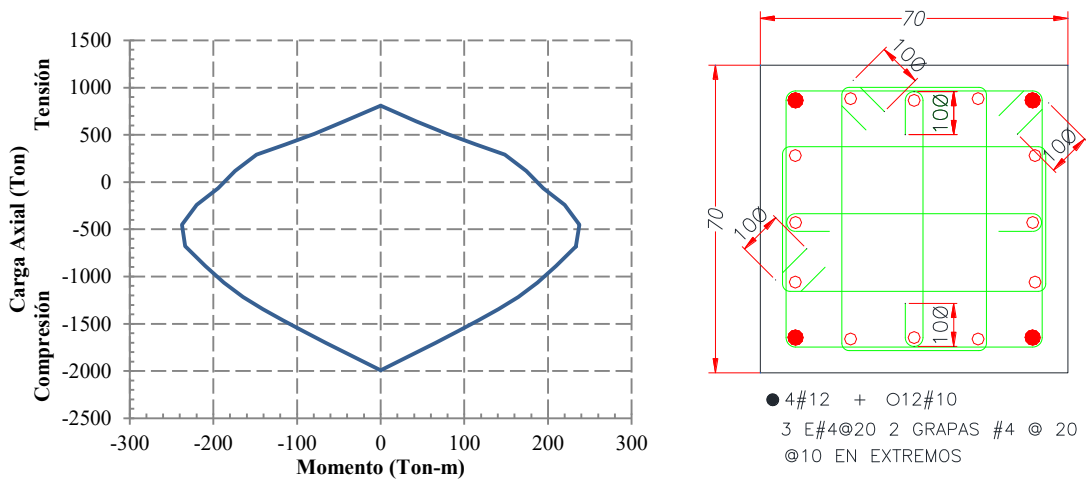


Figura 4.13 Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E2-CE y armado de la sección correspondiente

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

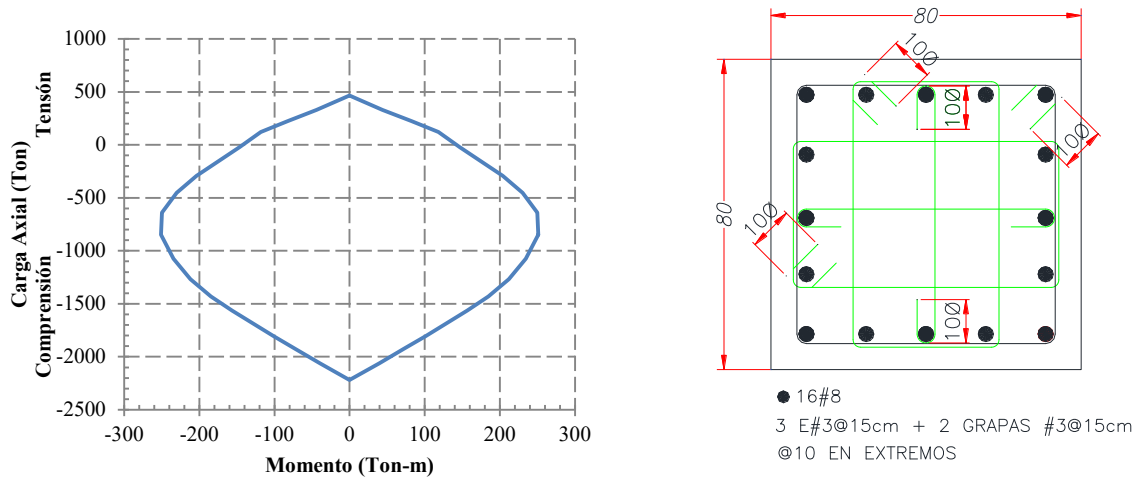


Figura 4.14 Diagrama de Interacción M-N de C-1 para E3-R y armado de la sección correspondiente

Se muestra en la Figura 4.15 los diagramas momento curvatura para diferentes niveles de carga axial en la columna C-1 del edificio E3-R (0, $0.1P_{\max}$ y $0.4P_{\max}$), donde P_{\max} es la carga axial máxima en compresión. Se observa que a mayor nivel de carga axial, la capacidad de deformación disminuye. Esto se vuelve necesario para tener definida la superficie de falla adecuada al momento de realizar los análisis no lineal, cuando se requiere traducir el daño en nivel de rotación o curvatura. Se realizaron gráficas similares para todas las columnas de los diferentes edificios estudiados.

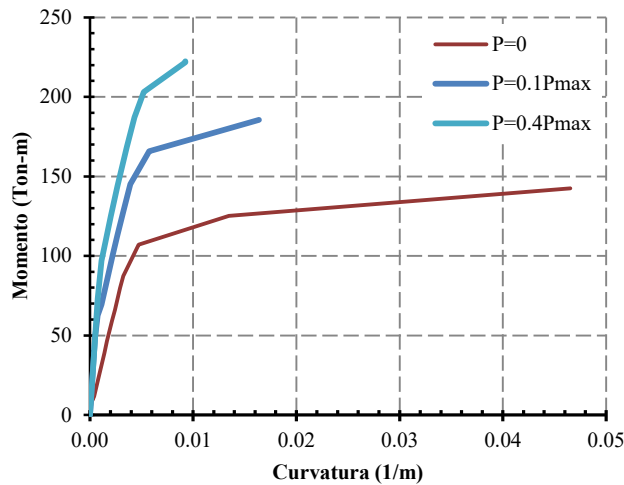


Figura 4.15 Diagrama Momento-Curvatura de C-1 E3-R

Además de estas relaciones constitutivas, se calcularon los criterios de desempeño, (rotaciones ultimas) a nivel elemento, propuestos por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA-356), para evaluar el nivel de desempeño de los edificios y poder traducir la respuesta en los CNEs, como función del daño en el sistema estructural. Estos valores se definen en función

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

del acero de refuerzo en cada elemento según el trabajo de los mismos (flexión o flexocompresión)

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal (Pushover) es un procedimiento de análisis que permite obtener una aproximación de las demandas sísmicas en edificios. Está basado en la suposición que la respuesta estructural está dominada por un único modo. El procedimiento consiste en aplicar cargas gravitacionales al edificio, posteriormente se aplican cargas laterales, distribuidas en la altura del edificio, incrementándolas monotónicamente. Se monitorea un punto de interés del sistema estructural, hasta que se alcanza una deformación de acuerdo al nivel de desempeño deseado (Moehle, 2005).

En este trabajo se realizaron análisis Pushover, considerando que la respuesta de los tres edificios está dominada por el primer modo y se ha supuesto un perfil de cargas laterales en forma triangular. Se monitoreó el desplazamiento en un nodo cuya ubicación corresponde al centro de masas.

Se obtuvieron los niveles de desempeño asociados a distorsiones de entrepiso mediante el mapeo de la formación de las rotaciones plásticas. Además, se calcularon las curvas de capacidad para cada dirección ortogonal de cada uno de los edificios en estudio. Se consideraron efectos P- Δ y se evaluaron de manera general las ductilidades desarrolladas de cada edificio.

Tabla 4.2 *Criterios de desempeño calculados.*

EDIFICIO	DISTORSIONES			
	Fluencia	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de colapso
E1-H	0.004	0.01	0.015	0.021
E2-CE	0.003	0.01	0.015	0.021
E3-R	0.0025	0.01	0.022	0.028

En la Tabla 4.2 se muestran los criterios de desempeño que se obtuvieron del mapeo de las rotaciones plásticas formadas. La metodología empleada para determinarlas fue la que se muestra a continuación y se esquematiza en la Figura 4.16.

1. Para cada paso del análisis Pushover, se revisan las articulaciones que se formaron.
2. Al momento que aparece la primera articulación, por ejemplo, ocupación inmediata, se calcula la distorsión de entrepiso donde apareció dicha articulación.
3. El valor de la distorsión (desplazamiento relativo entre la altura del entrepiso) cuando aparece la primera articulación de ocupación inmediata es el nivel de desempeño asociado.

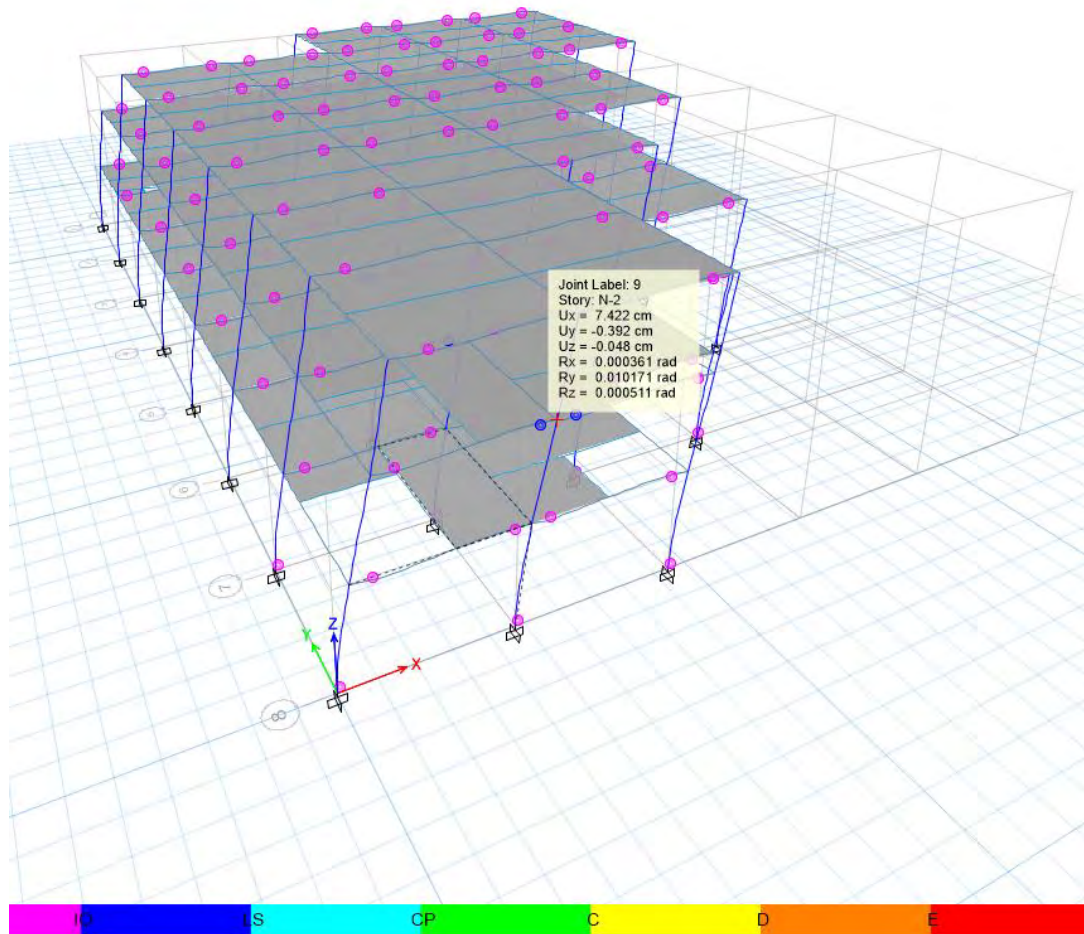


Figura 4.16 Mapeo de las rotaciones plásticas formadas

Se observó, que, el comportamiento general de las estructuras es adecuado y cumple con la filosofía de diseño columna fuerte-viga débil. En las figuras 4.17 a la 4.19, se muestran las curvas de capacidad calculadas y en la Tabla 4.3 se muestran las ductilidades obtenidas como la relación entre la distorsión última y la distorsión de fluencia.

Tabla 4.3 Ductilidades

EDIFICIO	Distorsión de Fluencia	Distorsión última	Ductilidad
E1-H	0.004	0.021	5.3
E2-CE	0.003	0.021	7.0
E3-R	0.003	0.028	9.3

Se observa que las curvas de capacidad en ambas direcciones para cada edificio son similares, incluso para E3-R se sobreponen. Además se puede observar que los niveles de desempeño mostrados en la Tabla 4.2 quedan incluidos en la curva. Es posible observar que el nivel prevención de colapso es del orden de la mitad de la distorsión última.

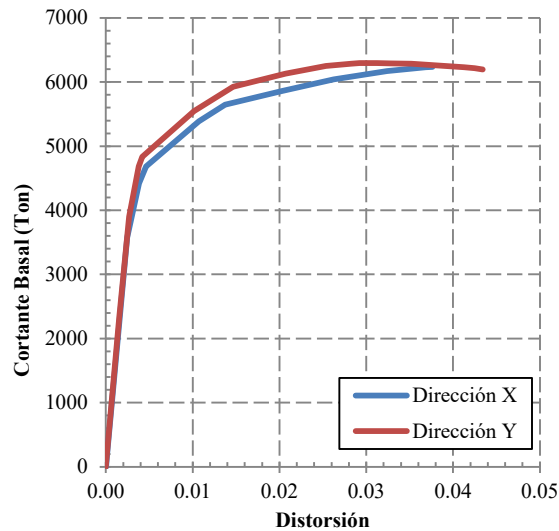


Figura 4.17 Curva de capacidad de E1-H

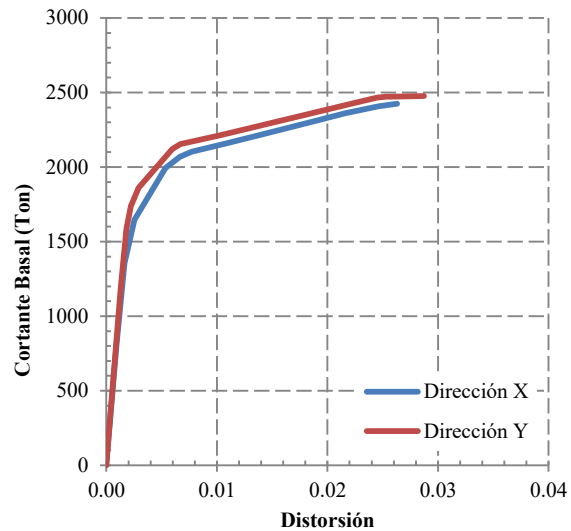


Figura 4.18 Curva de capacidad de E2-CE

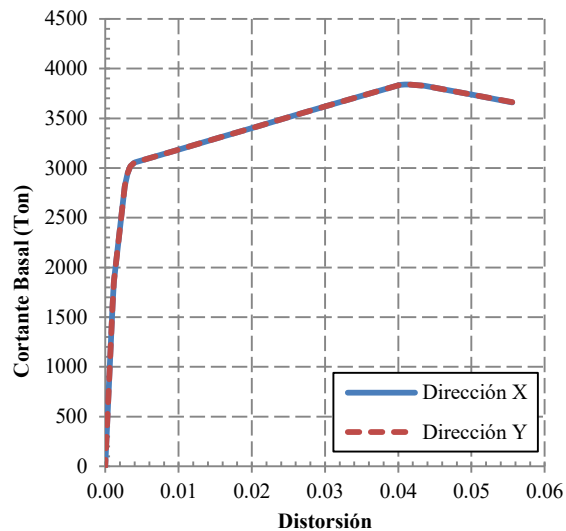


Figura 4.19 Curva de capacidad de E3-R

Si se normaliza el cortante basal por el peso de cada edificio, se pueden comparar entre sí, como se muestra en la Figura 4.20. Las curvas para los edificios E1-H y E2-CE resultan con V_b/W mayores que para E3-R, debido a que esta relación es una medida del coeficiente sísmico y E3-R fue diseñado para un coeficiente menor, debido a que se supuso en terreno firme. Además se observa que el edificio E3-R es el que tiene mayor capacidad de deformación en relación a los dos edificios restantes.

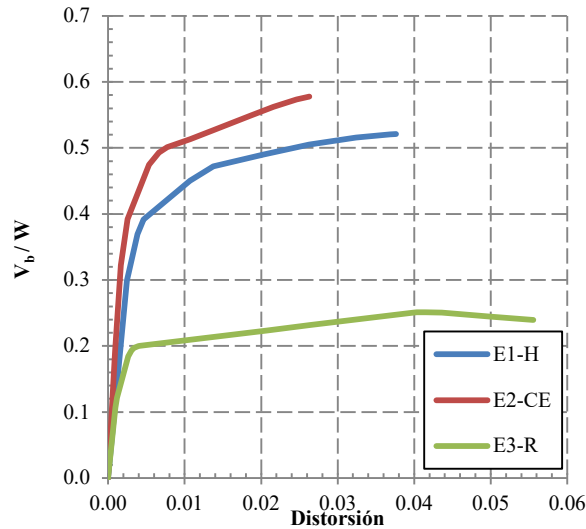


Figura 4.20 Curvas de capacidad normalizadas por el peso.

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO PASO-A-PASO (TIEMPO-HISTORIA)

El análisis dinámico paso-a-paso, es un método que integra directamente la ecuación de movimiento de un sistema estructural, cuando éste es sometido a un movimiento en su base. Existen dos aspectos importantes a considerar: a) la ecuación de movimiento se satisface solo en intervalos discretos de tiempo y b) se asume para cualquier tiempo t , una variación del desplazamiento, velocidad y/o aceleración dentro de cada incremento de tiempo.

Un sistema dinámico simple responderá al movimiento en la base en función de sus características dinámicas como su masa, las fuerzas restauradoras y el amortiguamiento estructural, por lo que la ecuación de movimiento se puede escribir como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (4.1)$$

Donde M es la masa del sistema, C es el coeficiente de amortiguamiento, K es la rigidez del sistema y \ddot{u}_g es la aceleración del terreno.

La ecuación 4.1 puede resolverse de manera teórica, sin embargo, cuando se desea conocer la respuesta no lineal de un sistema de múltiples grados de libertad, es necesario utilizar algún método numérico, como por ejemplo Newmark o el método de Wilson. Este análisis requiere de un buen conocimiento de los movimientos del terreno esperados, además de un modelado del sistema estructural que sea lo más representativo de la realidad, debido a que es muy sensible a estos parámetros (Reinhorn, 1996).

Se utilizó el software ETABS 2013 para poder integrar la ecuación de movimiento, una vez generados los modelos tridimensionales y los acelerogramas sintéticos mostrados en las secciones anteriores. Se utilizó el método de Newmark implementado en el software.

ETABS genera la matriz de amortiguamientos proporcional a la masa y a la rigidez como se muestra en la ecuación 4.2 (Matriz de Rayleigh). Es necesario calcular dos frecuencias

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

estructurales a las cuales se les asocia el mismo nivel de fracción de amortiguamiento crítico y en función de estas, se calculan los parámetros de proporcionalidad α y β ;

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.2)$$

Donde C en la matriz de amortiguamiento; α y β son parámetros de proporcionalidad de masas y rigideces respectivamente; M en la matriz de masas del sistema y K la matriz de rigideces del sistema.

En este caso se han seleccionado dos periodos lo suficientemente alejados para cada edificio a los que se les asignó una fracción de amortiguamiento de $\xi=5\%$.

Una vez realizados los análisis paso-a-paso de un sistema de múltiples grados de libertad es posible obtener la respuesta en cualquier nodo para cada tiempo, por lo que la respuesta será diferente en cada punto de la estructura. Debido a esto, se seleccionó un nodo cercano al centro de masas de la estructura en la dirección Norte-Sur (Dirección “Y” en el modelo tridimensional) que es representativo de la respuesta global de la estructura.

Aunque debido a las características geométricas de los modelos E1-H Y E2-CE, se sabe que se obtendrán respuestas mayores en los nodos más alejados del centro de masas debido a los efectos de torsión.

En las Figuras 4.21, 4.22 y 4.23 se presentan los acelerogramas obtenidos en los entrepisos (nodo cercano al centro de masas) de los edificios en estudio, resultado de los análisis paso a paso. Es posible observar que las historias de aceleraciones calculadas conservan características de los registros de entrada. Además para los edificios E1-H y E2-CE se pueden observar aceleraciones similares tanto en el Nivel 1(N-1) y el de azotea, mientras que el edificio E3-R presenta aceleraciones menores.

En la Tabla 4.4 se presentan las aceleraciones pico en cada nivel (Peak Floor Acceleration, PFA) además de la aceleración pico del suelo (Peak Ground Acceleration, PGA).

Tabla 4.4 Aceleraciones máximas de piso para los tres edificios

Edificio	PGA (cm/s ²)	PFA (cm/s ²)				
	Base	N-1	N-2	N-3	N-4	N-5
E1-H	451.26	573.32	1036.62	1333.90	1456.66	-
E2-CE	470.88	651.14	1290.83	1640.22	-	-
E3-R	206.01	182.35	279.89	404.61	427.52	490.17

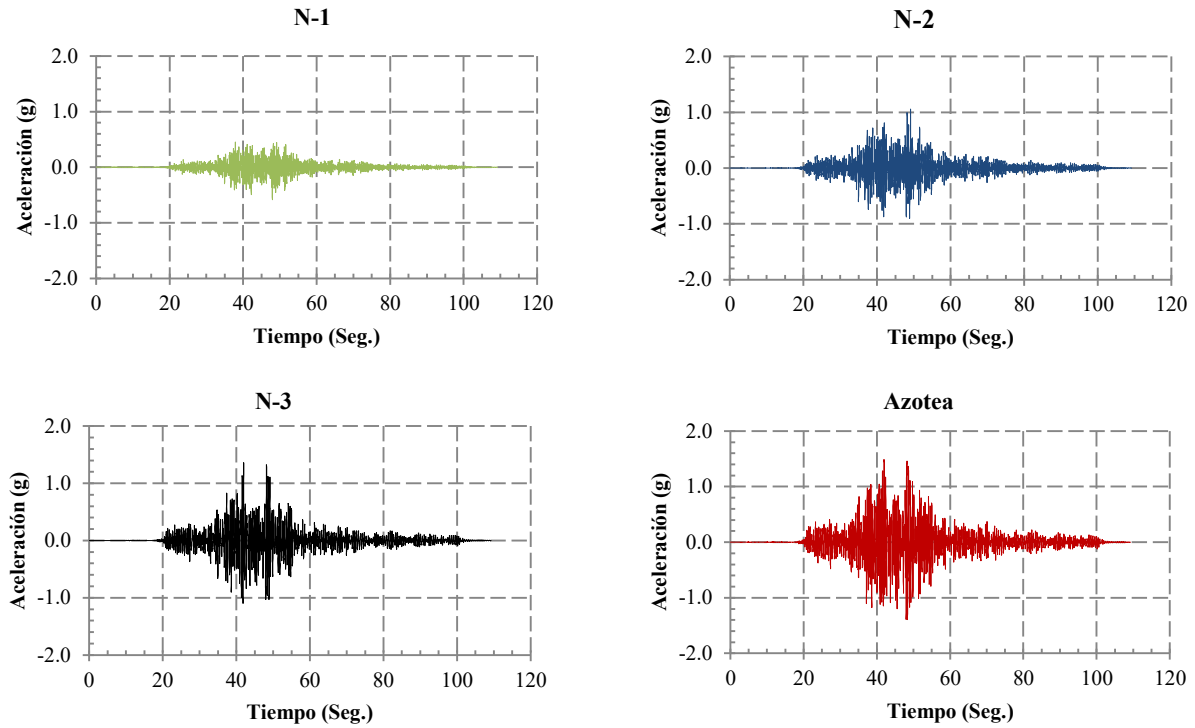


Figura 4.21 Aceleraciones para los niveles 1, 2, 3 y Azotea de E1-H

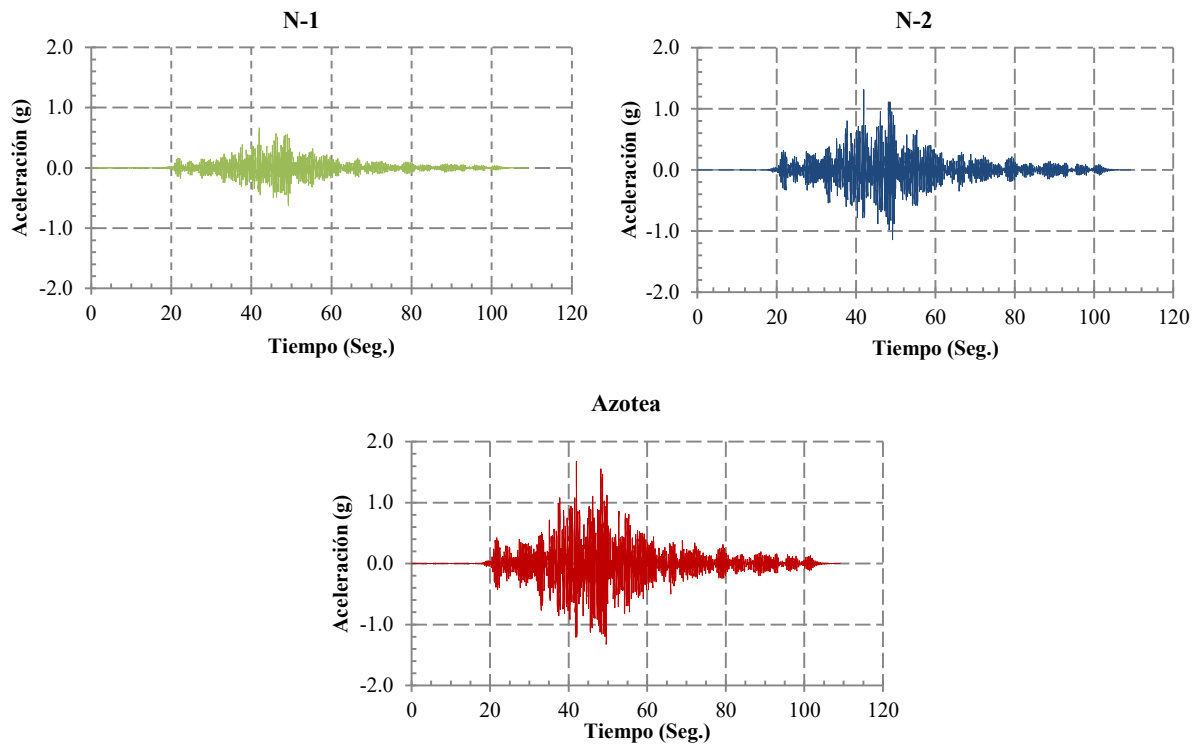


Figura 4.22 Aceleraciones en los niveles 1, 2 y Azotea de E2-CE

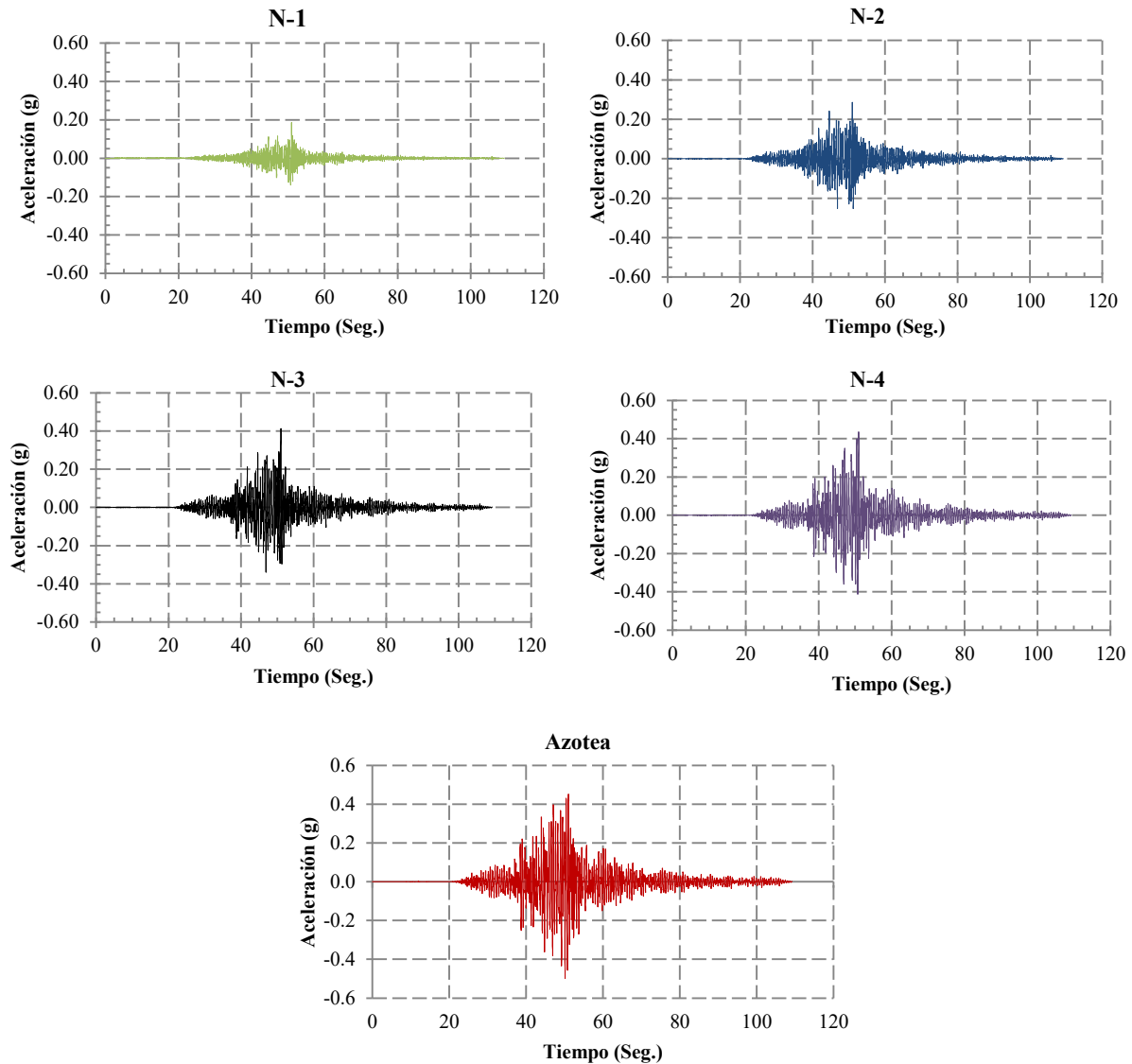


Figura 4.23 Aceleraciones para los niveles 1, 2, 3, 4 y azotea de E3-R

Además de las aceleraciones se obtuvieron las historias de desplazamientos en cada piso, y en función de estos desplazamientos se calcularon las distorsiones de entrepiso las cuales permiten conocer el nivel de daño que presentan los edificios. En las Figuras 4.24, 4.25 y 4.26 se presentan las historias de desplazamientos en la azotea para cada estructura en estudio.

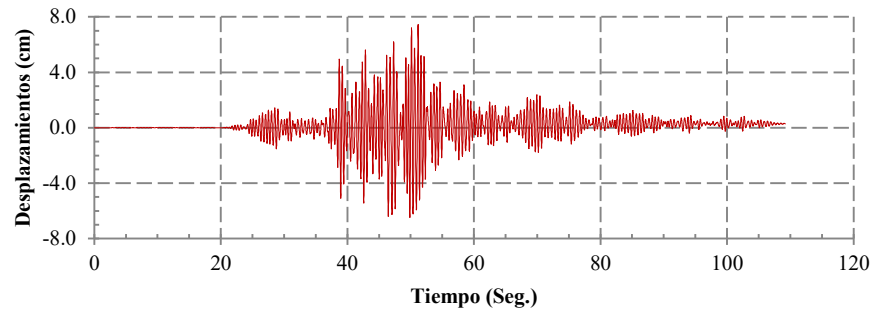


Figura 4.24 Desplazamientos del nivel de azotea de E1-H

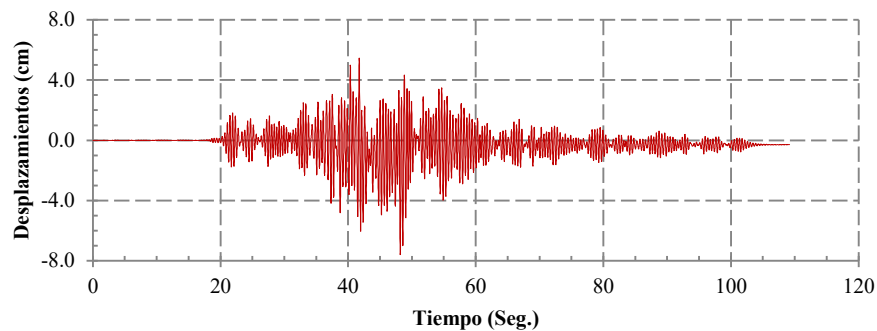


Figura 4.25 Desplazamientos del nivel de azotea de E2-CE

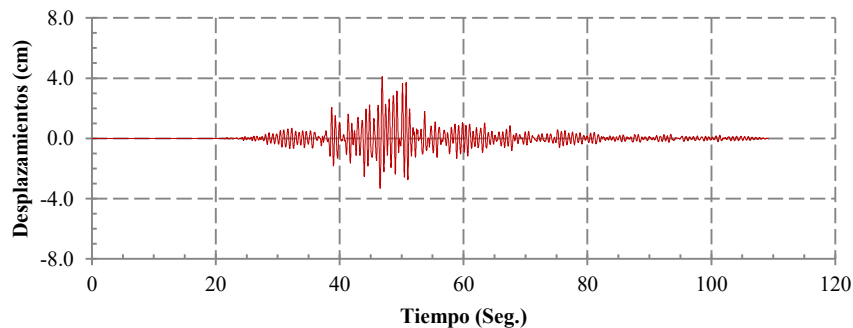


Figura 4.26 Desplazamientos del nivel de azotea de E3-R

En la Figura 4.27 se presentan las distorsiones de entrepiso para los tres edificios, se muestran también los niveles de desempeño calculados con los análisis Pushover. Se observa que los tres edificios exhiben comportamiento no lineal superando la distorsión de fluencia, aunque sin superar el límite de ocupación inmediata, por lo que no se presenta incursión significativa en el rango no lineal.

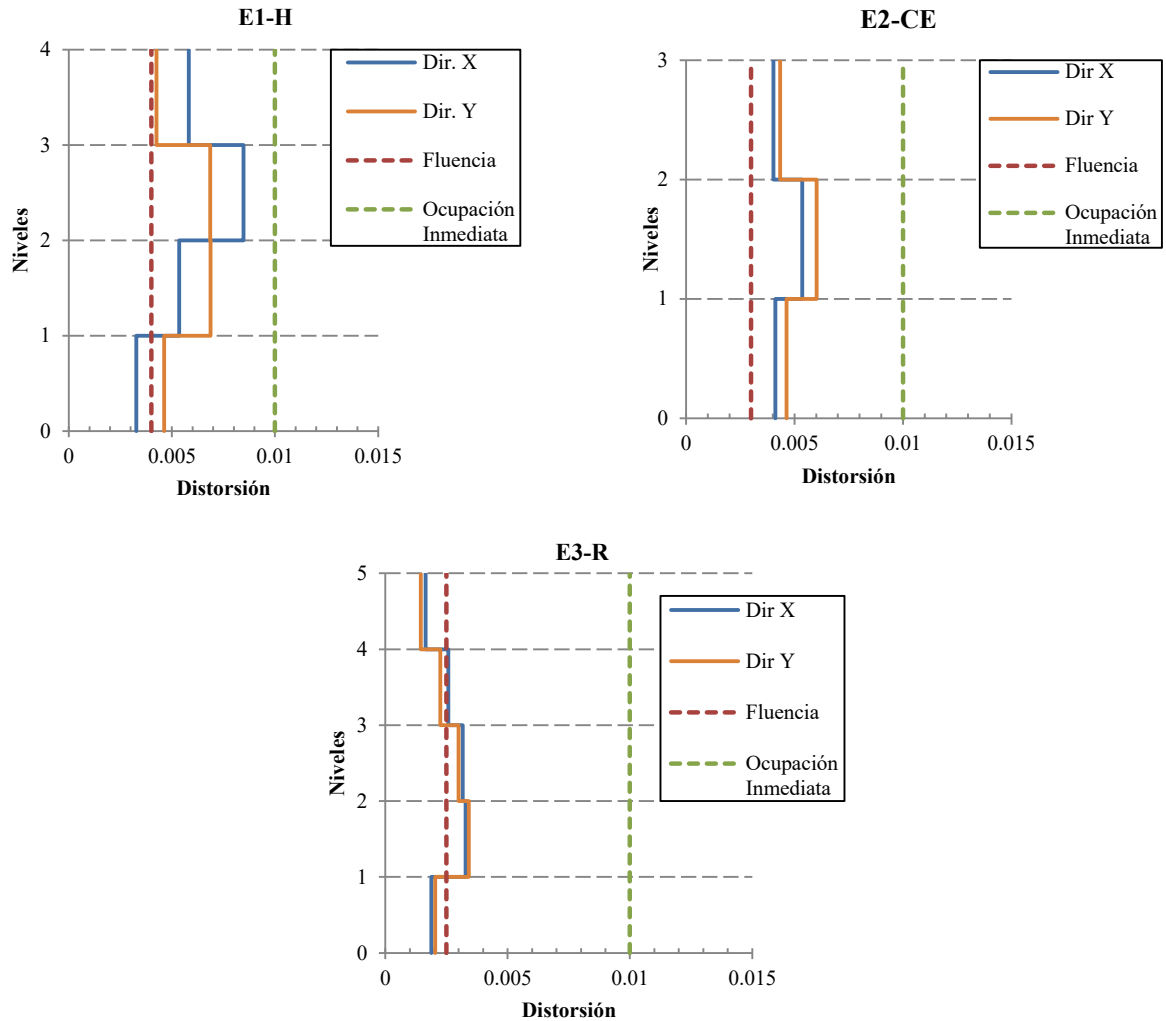


Figura 4.27 Distorsiones de entrepiso de E1-H, E2-CE y E3-R

Para el edificio E1-H se puede observar que el daño se concentra en el nivel 3 debido a que hay un cambio de rigidez importante en altura, pero aunque los niveles de aceleración a los que se han sometido son grandes, el desempeño que se mostró en los análisis Pushovers permite controlar el daño. Se observa en la Figura 4.27, que el nivel de desempeño de los tres edificios es ocupación inmediata, es decir, las estructuras presentan un daño controlado.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.5 ESPECTROS DE PISO

Con las historias de aceleraciones que se generaron, es posible obtener un espectro de respuesta para cualquier parámetro del movimiento. Este espectro de respuesta será un espectro de piso, por lo que cualquier CNE soportado (fijado a la estructura) en ese punto e idealizado como un sistema de un grado de libertad, será influenciado en su respuesta de manera particular.

Los acelerogramas que se utilizaron, son los correspondientes a la respuesta en dirección Norte-Sur (Dirección “Y” del modelo) por lo que los espectros de respuesta estarán asociados a esta dirección.

En las Figuras 4.28, 4.29 Y 4.30, se muestran los espectros de respuesta de Seudoaceleraciones normalizadas por la aceleración de la gravedad para los diferentes niveles de los tres edificios en estudio. Algunos aspectos de la respuesta que se pueden observar son los siguientes:

- Los espectros de respuesta fueron calculados para tres niveles de amortiguamiento (2, 5 y 10 %) ya que son representativos de los amortiguamientos de los CNEs como se muestra en el Capítulo 5.
- En los tres edificios, la respuesta se ve influenciada por los segundos modos en los primeros niveles e incluso con picos mayores a los correspondientes al primer modo.
- Se observa que para los tres edificios, el pico asociado al primer modo corresponde, al periodo fundamental de la estructura en todos los niveles
- Aunque no se tomaron en cuenta los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura (interacción inercial), se puede demostrar que no tiene grandes repercusiones. Debido a que los periodos fundamentales de los edificios son similares con el periodo del suelo, los efectos de interacción cinemática son significativos cuando se presenta un contraste de rigideces entre el suelo y la estructura.

Se puede notar que la respuesta de piso está influenciada por el nivel de amortiguamiento que tengan los CNEs. Si existe algún CNE con amortiguamiento bajo, este experimentará demandas grandes en comparación con aquellos que puedan desarrollar niveles mayores de amortiguamiento. En el Capítulo 5 se describe con mayor detalle la respuesta de los CNEs considerados en este estudio.

Debido a que los espectros de piso obtenidos son elásticos, existe relación entre los tres parámetros del movimiento. Se pueden obtener el espectro de respuesta de velocidades o desplazamientos a partir del espectro de aceleraciones. Si se dividen las ordenadas del espectro de aceleraciones entre una frecuencia al cuadrado, se obtiene el espectro de desplazamientos y si se dividen entre una frecuencia, se obtiene el espectro de velocidades.

En las Figuras 4.31. 4.32 Y 4.33 se muestran los espectros de respuesta de Seudovelocidades y en las Figuras 4.34, 4.35 Y 4.36 los espectros de desplazamientos.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

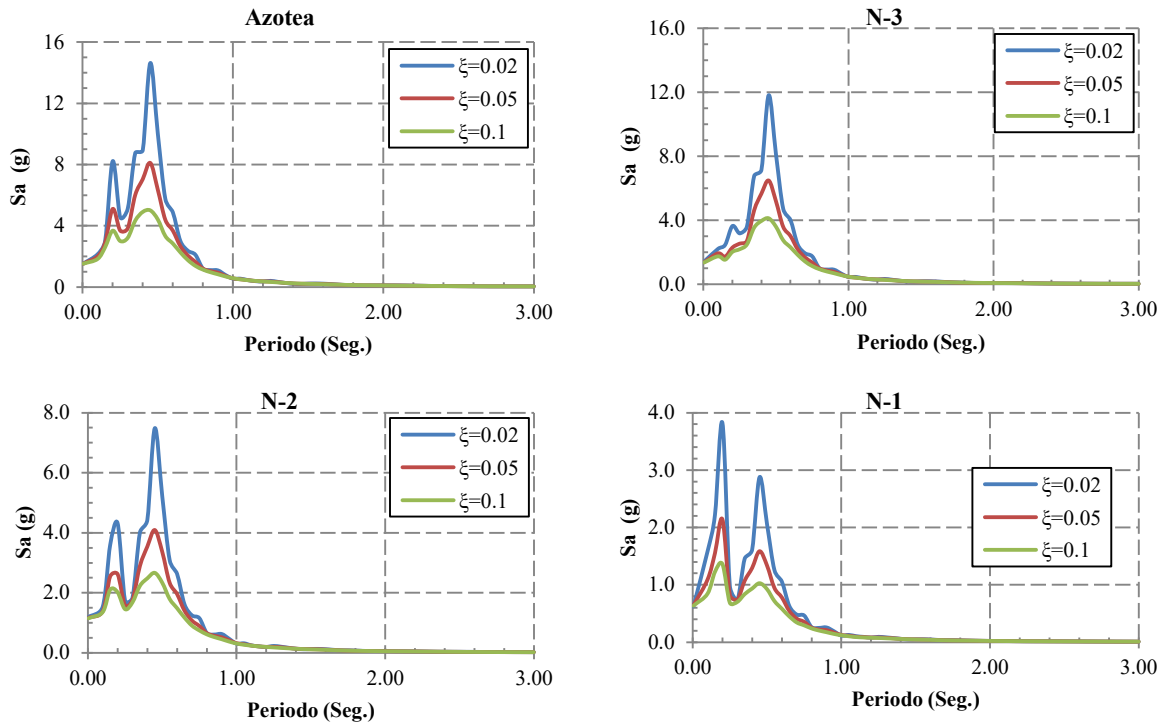


Figura 4.28 Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y Azotea

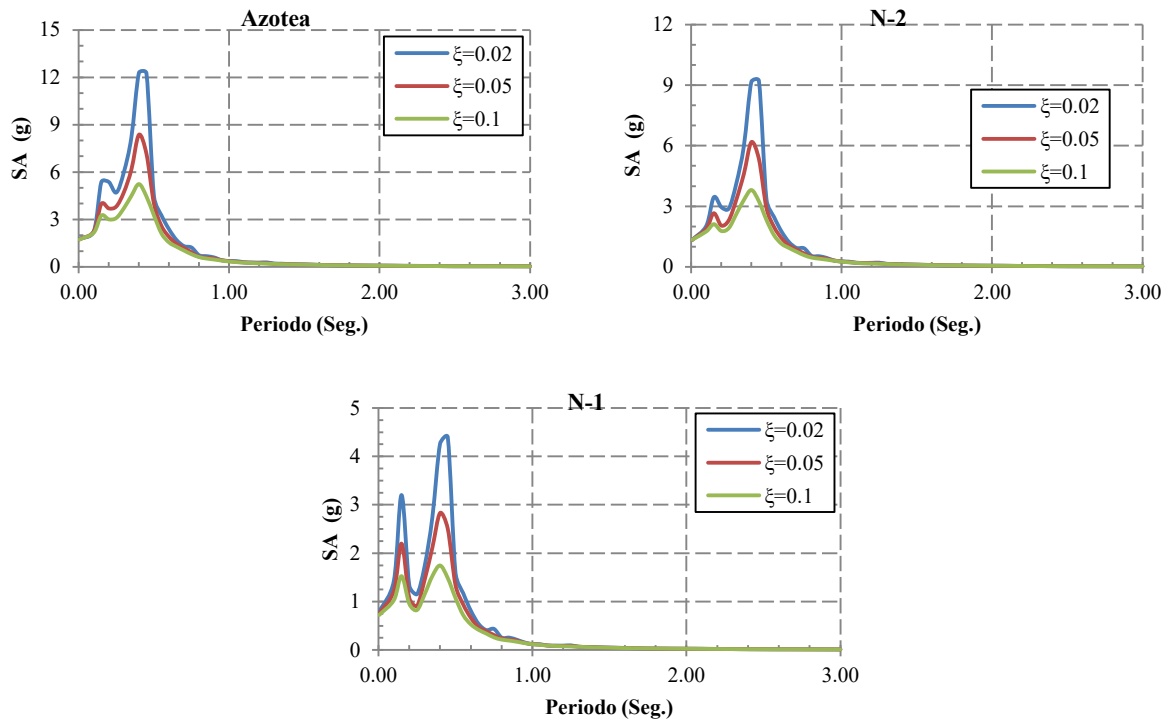


Figura 4.29 Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E2-CE en los niveles 1, 2 y Azotea

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

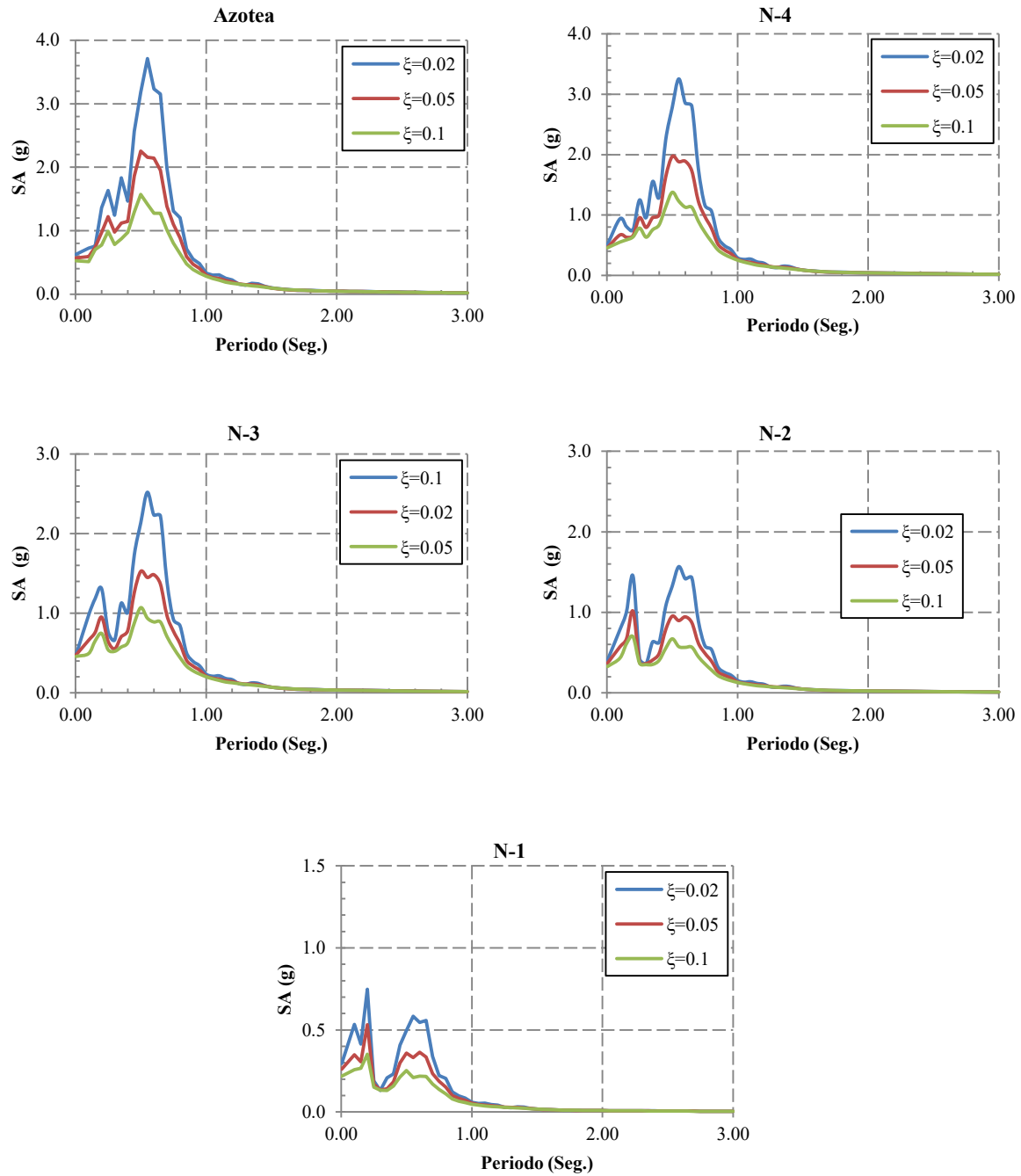


Figura 4.30 Espectro de respuesta de Seudoaceleraciones de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y Azotea

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

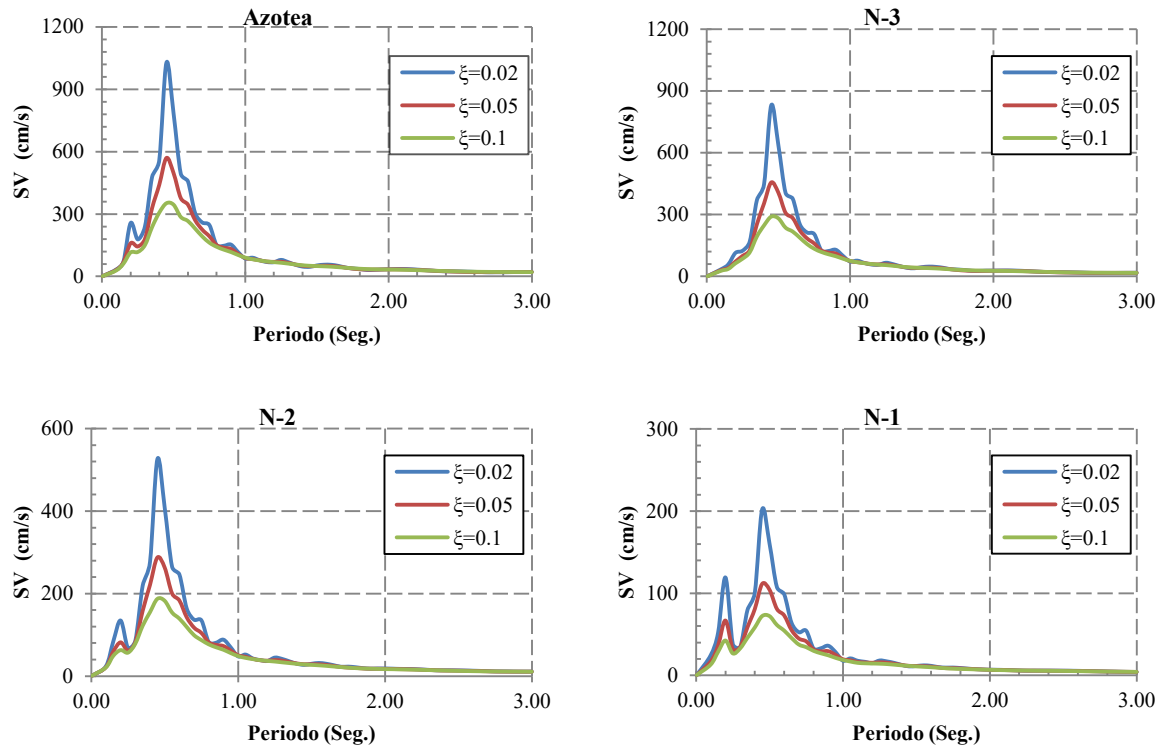


Figura 4.31 Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y Azotea

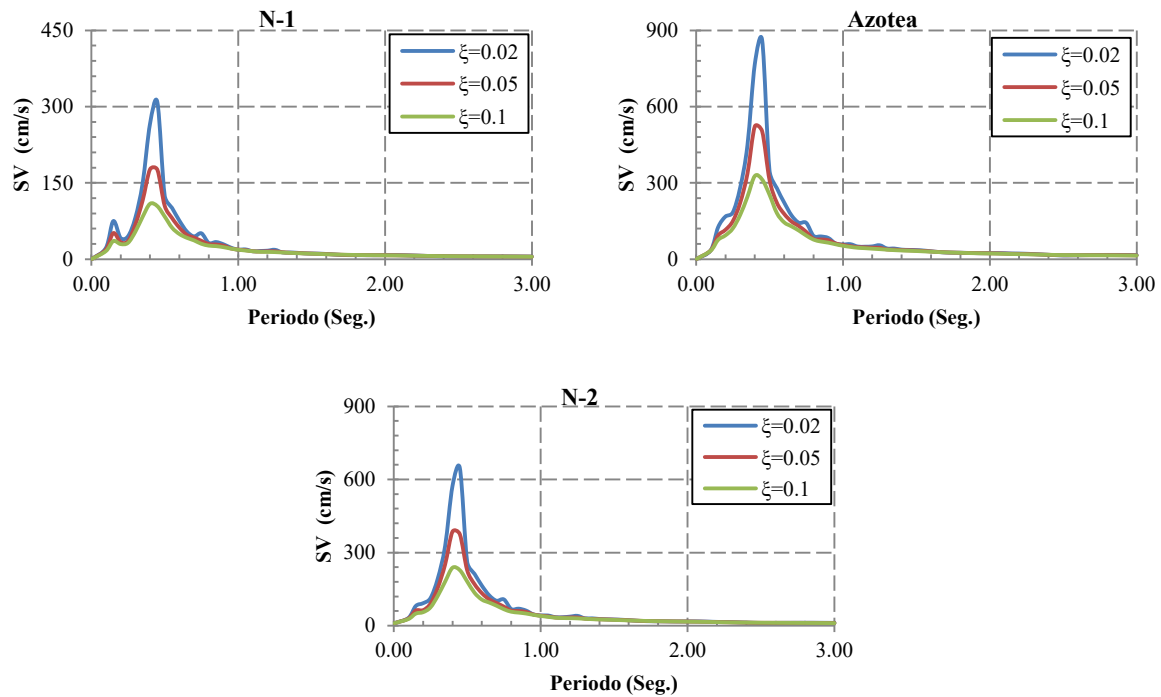


Figura 4.32 Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E2-CE en los niveles 1, 2 y Azotea

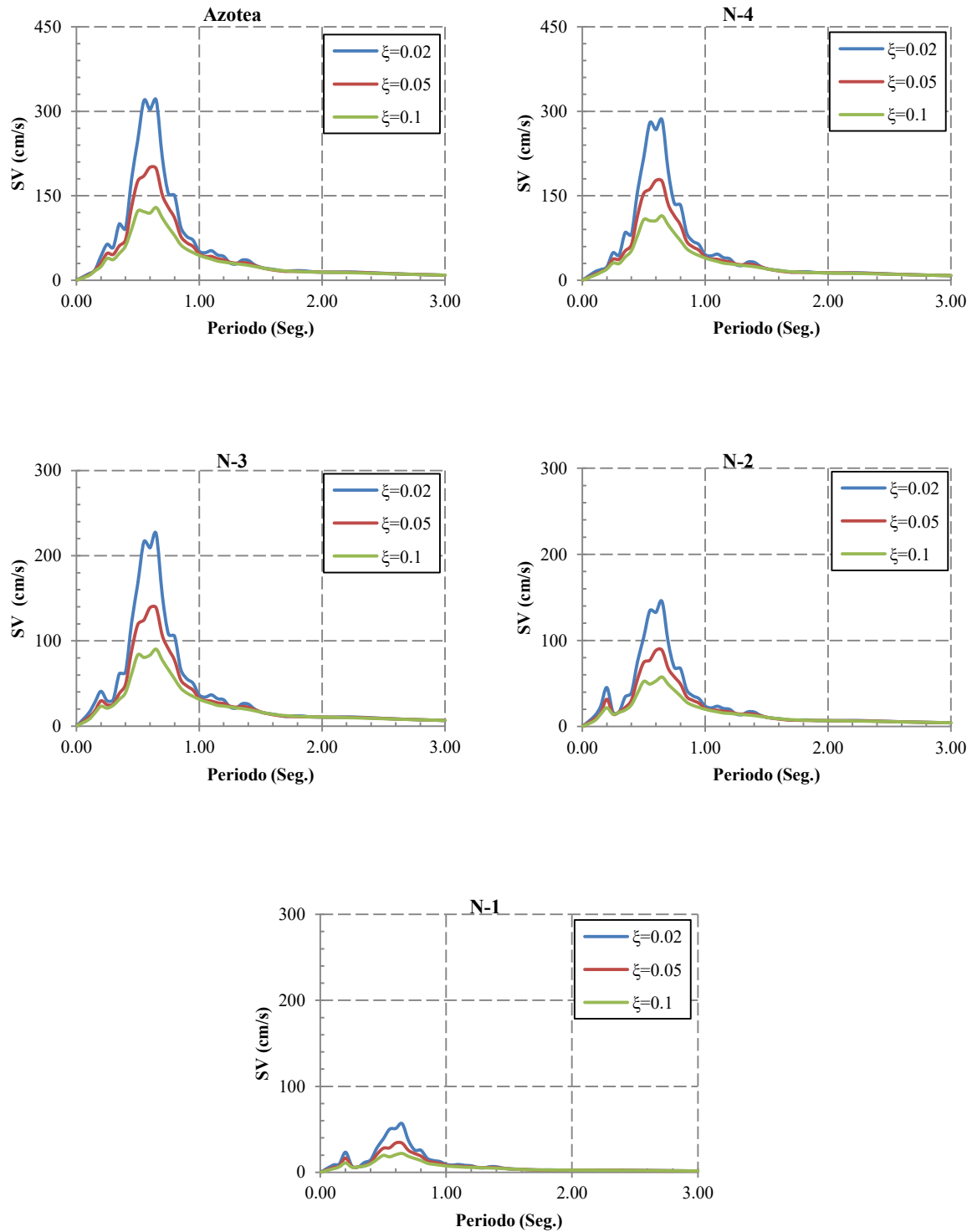


Figura 4.33 Espectros de respuesta de Seudovelocidades de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y Azotea

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

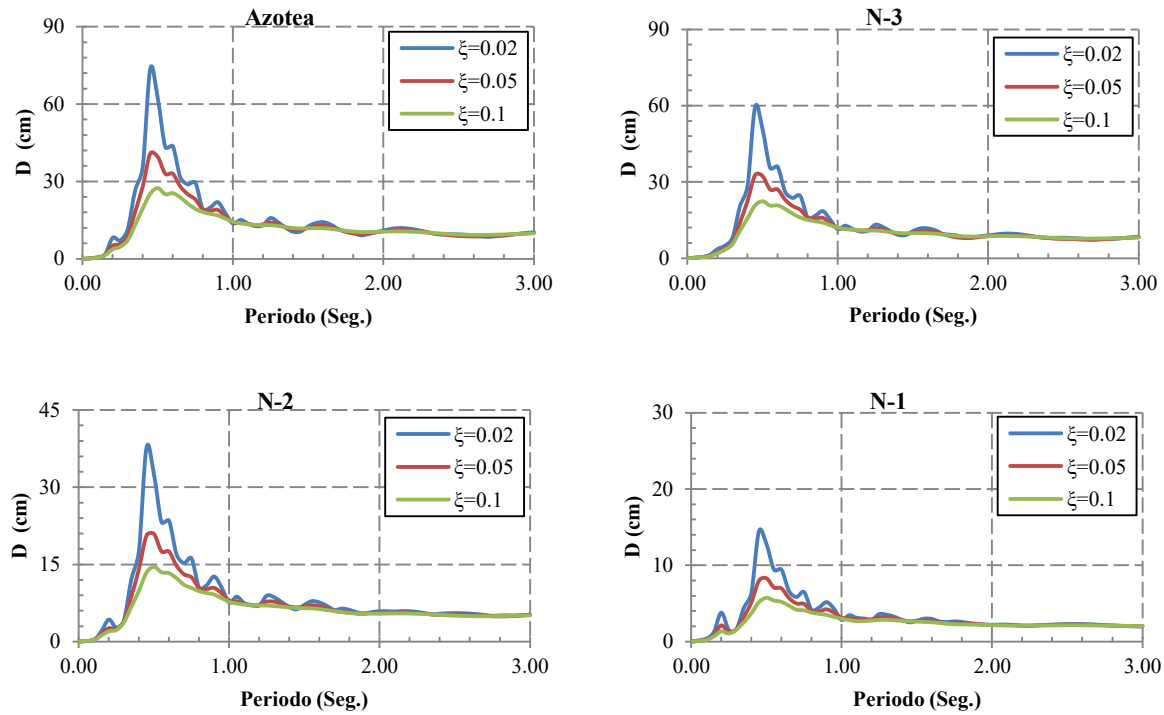


Figura 4.34 Espectro de respuesta de desplazamientos de E1-H en los niveles 1, 2, 3 y Azotea

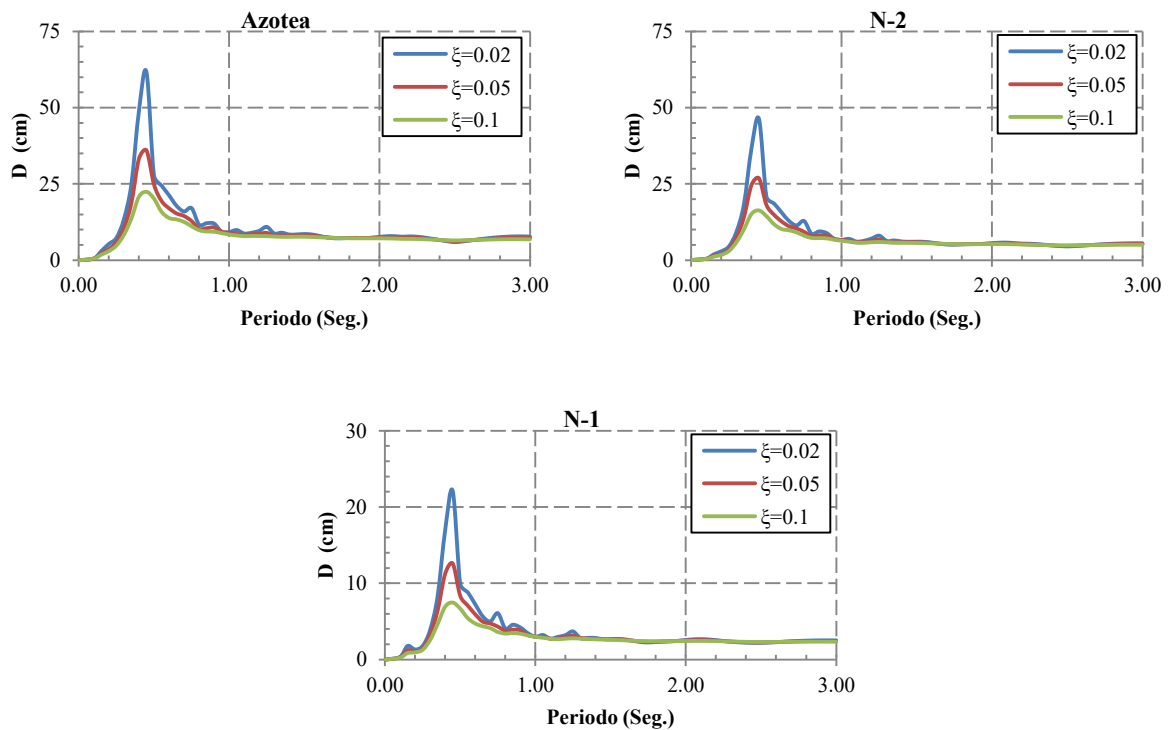


Figura 4.35 Espectro de respuesta de desplazamientos de E2-CE en los niveles 1, 2 y Azotea

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

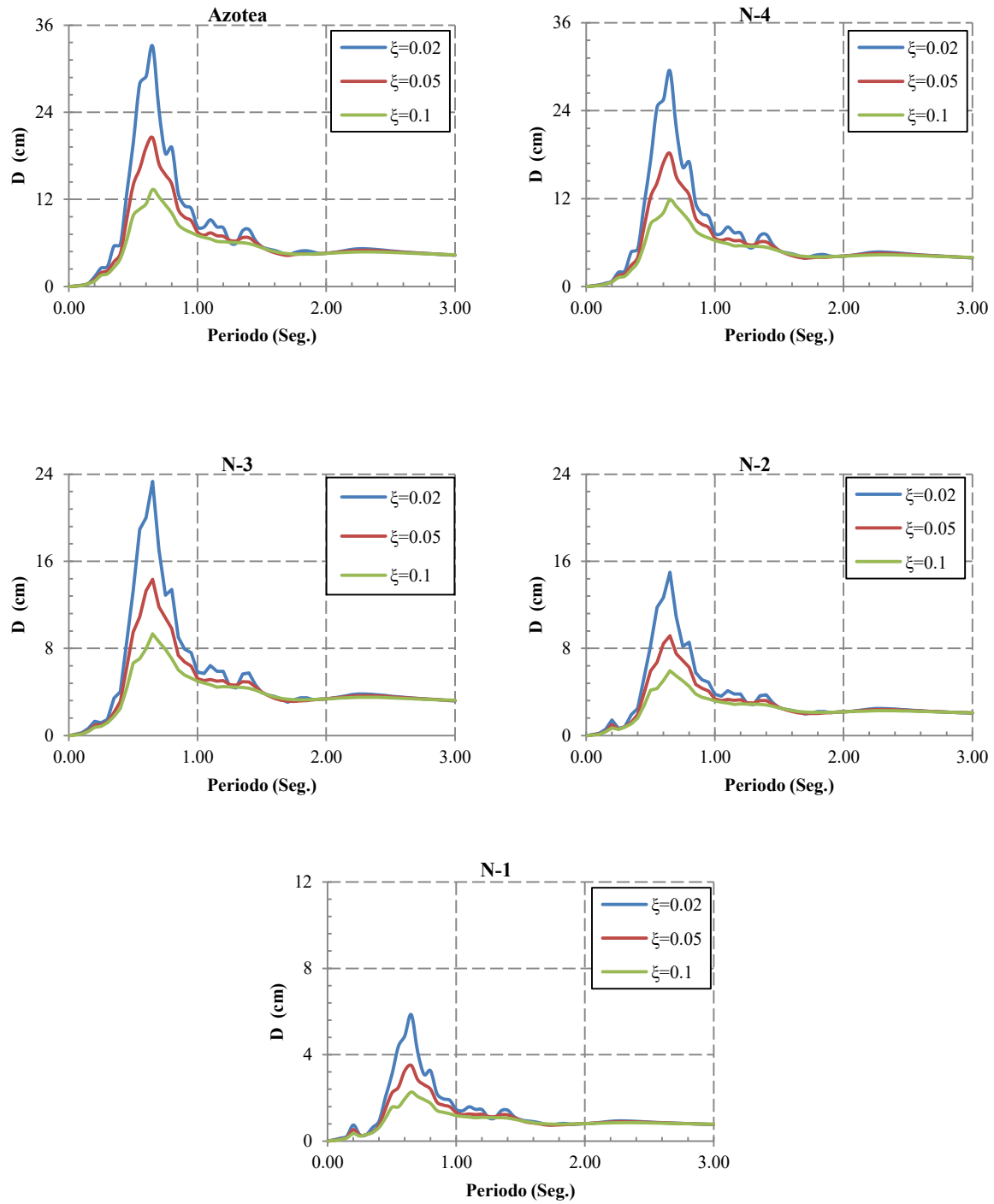


Figura 4.36 Espectro de respuesta de desplazamientos de E3-R en los niveles 1, 2, 3, 4 y Azotea

5 EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 EVALUACIÓN DE LOS CNEs

Evaluar el comportamiento de los CNEs con la metodología planteada, resulta complejo si no se cuentan con sus características dinámicas. Además, si la respuesta de estos no puede considerarse como sistemas de un grado de libertad y elástica.

En este trabajo se consideraron a los CNEs como SUGDL, debido a que todos los componentes estudiados, estaban fijados al sistema estructural mediante anclajes, lo cual es una consideración válida.

Para entender el comportamiento de componentes reales, se tomó como referencia el estudio de *E. Ventura et al, (2008)*, quienes obtuvieron las frecuencias de vibrar de CNEs en infraestructura crítica de la Universidad de British Columbia (UBC), mediante pruebas de vibración forzada y en operación. Para la mayoría de los componentes, se identificaron las frecuencias en las tres direcciones, así como el amortiguamiento.

En la Tabla 5.1 se presenta el resumen de las características dinámicas de CNEs, determinadas por *E. Ventura et al, 2008*. Aunque algunos CNEs de la Tabla 5.1 no pudieran presentarse en los hospitales en Guerrero, estos son usuales y representativos de los edificios de Hospital.

Se realizaron las siguientes consideraciones para evaluar los CNEs presentados:

- Los componentes están soportados y fijados a los nodos para los cuales se tienen los espectros de piso
- Los CNEs se supone que pueden estar ubicados en cualquier entrepiso
- Las características obtenidas por *E. Ventura et al, 2008* son válidas para los CNEs que ellos midieron. En este trabajo se supone que éstas no serán muy distintas para los CNEs que pudieran existir dentro de los hospitales seleccionados en Guerrero, siempre y cuando tengan características geométricas, de material y peso, similares
- Debido a que para algunos CNEs no se identificó el amortiguamiento del primer modo, se tomó igual al 5% en estos casos.

Tabla 5.1 Características dinámicas de CNEs de acuerdo con E. Ventura, (2008)

CNE	Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (Seg.)	Amortiguamiento (%)	Dirección
Generador eléctrico	1	4.600	0.217	5.6	Transversal
	2	9.000	0.111	1.6	Vertical
	3	29.700	0.034	0.4	Longitudinal
Boiler I	1	6.200	0.161	3.6	Transversal
	2	23.500	0.043	0.3	Vertical
	3	29.700	0.034	0.3	Longitudinal
Boiler III	1	3.500	0.286	6	Longitudinal
	2	59.400	0.017	No Identificado (NI)	Transversal
	3	NI	NI	NI	NI
Bomba (diesel)	1	5.000	0.200	10	Transversal
	2	21.700	0.046	2.9	Vertical
	3	94.700	0.011	0.4	Longitudinal
Bomba 3	1	2.500	0.400	NI	Longitudinal
	2	4.300	0.233	5	Vertical
	Alto	58.200	0.017	0.8	Transversal
Bomba 7	1	1.900	0.526	NI	Lateral
	2	3.100	0.323	NI	Vertical
	3	10.000	0.100	NI	Longitudinal
Tubería de aire médico	1	9.600	0.104	NI	Transversal (1)
	2	14.600	0.068	NI	Longitudinal
	3	17.900	0.056	NI	Transversal (2)
Tubería de gas	1	14.400	0.069	NI	Transversal (Vertical)
	2	23.800	0.042	NI	Transversal (Lateral)
	3	29.800	0.034	NI	Longitudinal
Tubería de vapor	1	16.000	0.063	NI	Canal 1 (Vertical)
	2	20.000	0.050	NI	Canal 3 (Transversal)
	3	77.000	0.013	NI	Canal 2 (Longitudinal)
Tubería de glycol	1	23.100	0.043	NI	Transversal (Lateral)
	2	27.500	0.036	NI	Transversal (Vertical)
	3	34.700	0.029	NI	Longitudinal

CAPÍTULO 5 EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La metodología utilizada para calcular la respuesta de los CNEs es la siguiente y se ilustra en la Figura 5.1:

1. Se selecciona un CNE en particular de la Tabla 5.1. Se identifica su periodo y amortiguamiento asociado al primer modo. Si el amortiguamiento no está identificado se asume 5%.
2. Se elige el edificio y el nivel donde se encuentra ubicado el CNE del paso 1.
3. Se selecciona la respuesta que se desea evaluar (aceleración, velocidad o desplazamiento).
4. De las Figuras 4.28 a la 4.36 mostradas en la Sección 4.5, se elige un espectro de respuesta en función del amortiguamiento y de la respuesta definida en el paso 3.
5. Se evalúa la respuesta del CNE seleccionado en el paso 1, leyendo la ordenada asociada al periodo del CNE.

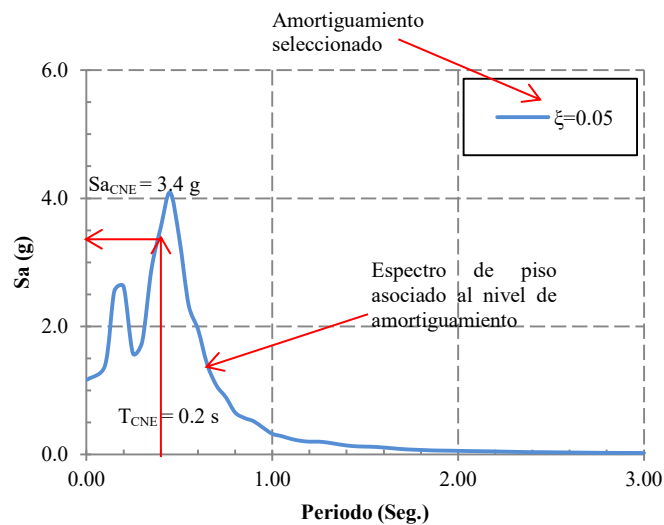


Figura 5.1 Esquematización de la metodología de la evaluación de un CNE.

En las Tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se muestran los resúmenes de las respuestas en cada uno de los edificios, obtenidas de acuerdo con la metodología descrita. Se consideraron los espectros de respuesta presentados en las Figuras 4.34 a la 4.42 del Capítulo 4. Solo se presenta la respuesta del primer modo, pero se pudo obtener para los modos de los cuales se tiene información y con alguna regla de combinación, por ejemplo, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), obtener una respuesta máxima.

CAPÍTULO 5 EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 5.2 Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E1-H

CNE	Periodo (Seg)	Amortiguamiento considerado (%)	N-1			N-2			N-3			Azotea		
			SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)
Generador eléctrico	0.217	5	2.14	66.83	2.13	2.62	81.81	2.60	2.30	71.82	2.29	5.11	159.57	5.08
Boiler I	0.161	5	1.55	36.38	0.87	2.55	59.72	1.43	1.73	40.52	0.97	2.91	68.15	1.63
Boiler III	0.286	5	0.74	34.52	1.65	1.76	82.44	3.94	2.72	127.40	6.08	3.84	179.86	8.59
Bomba (diesel)	0.200	10	1.36	42.50	1.35	2.02	63.08	2.01	2.03	63.39	2.02	3.68	114.91	3.66
Bomba 3	0.400	5	1.29	80.83	5.15	3.54	221.08	14.07	5.67	354.11	22.54	7.05	440.29	28.03
Bomba 7	0.526	5	1.34	104.33	8.30	3.37	263.08	20.94	5.20	405.94	32.30	6.36	496.50	39.51
Tubería de aire médico	0.104	5	1.09	17.03	0.27	1.39	21.70	0.35	1.94	30.29	0.48	2.01	31.38	0.50
Tubería de gas	0.069	5	1.09	17.03	0.27	1.39	21.70	0.35	1.94	30.29	0.48	2.01	31.38	0.50
Tubería de vapor	0.063	5	1.09	17.03	0.27	1.39	21.70	0.35	1.94	30.29	0.48	2.01	31.38	0.50
Tubería de glycol	0.043	5	0.64	1.00	0.00	1.17	1.83	0.00	1.38	2.15	0.00	1.53	2.39	0.00

Tabla 5.3 Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E2-CE

CNE	Periodo (Seg)	Amortiguamiento considerado (%)	N-1			N-2			Azotea		
			SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)
Generador eléctrico	0.217	5	1.08	33.72	1.07	2.04	63.70	2.03	3.70	115.54	3.68
Boiler I	0.161	5	2.20	51.52	1.23	2.65	62.06	1.48	3.98	93.21	2.23
Boiler III	0.286	5	1.45	67.92	3.24	3.33	155.97	7.45	4.72	221.08	10.56
Bomba (diesel)	0.200	10	0.95	29.66	0.94	1.78	55.58	1.77	3.00	93.68	2.98
Bomba 3	0.400	5	2.83	176.74	11.25	6.18	385.96	24.57	8.36	522.10	33.24
Bomba 7	0.526	5	1.35	105.39	8.39	2.92	227.95	18.14	4.00	312.26	24.85
Tubería de aire médico	0.104	5	1.22	19.05	0.30	1.89	29.51	0.47	2.24	34.97	0.56
Tubería de gas	0.069	5	1.22	19.05	0.30	1.89	29.51	0.47	2.24	34.97	0.56
Tubería de vapor	0.063	5	1.22	19.05	0.30	1.89	29.51	0.47	2.24	34.97	0.56
Tubería de glycol	0.043	5	0.76	1.19	0.00	1.33	2.08	0.00	1.74	2.72	0.00

CAPÍTULO 5 EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 5.4 Resumen de las respuestas espectrales de los CNEs en E3-R

CNE	Periodo (Seg)	Amortiguamiento considerado (%)	N-1			N-2			N-3			N-4			Azotea		
			SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)
Generador eléctrico	0.217	5	0.53	16.55	0.53	1.01	31.54	1.00	0.95	29.66	0.94	0.67	20.92	0.67	0.97	30.29	0.96
Boiler I	0.161	5	0.31	7.26	0.17	0.67	15.69	0.37	0.76	17.80	0.42	0.63	14.75	0.35	0.74	17.33	0.41
Boiler III	0.286	5	0.13	6.09	0.29	0.36	16.86	0.81	0.55	25.76	1.23	0.79	37.00	1.77	0.98	45.90	2.19
Bomba (diesel)	0.200	10	0.35	10.93	0.35	0.70	21.86	0.70	0.75	23.42	0.75	0.64	19.98	0.64	0.77	24.04	0.77
Bomba 3	0.400	5	0.18	11.24	0.72	0.49	30.60	1.95	0.78	48.71	3.10	1.00	62.45	3.98	1.15	71.82	4.57
Bomba 7	0.526	5	0.36	28.10	2.24	0.95	74.16	5.90	1.53	119.44	9.50	1.97	153.79	12.24	2.25	175.65	13.98
Tubería de aire médico	0.104	5	0.35	5.46	0.09	0.57	8.90	0.14	0.66	10.30	0.16	0.67	10.46	0.17	0.59	9.21	0.15
Tubería de gas	0.069	5	0.35	5.46	0.09	0.57	8.90	0.14	0.66	10.30	0.16	0.67	10.46	0.17	0.59	9.21	0.15
Tubería de vapor	0.063	5	0.35	5.46	0.09	0.57	8.90	0.14	0.66	10.30	0.16	0.67	10.46	0.17	0.59	9.21	0.15
Tubería de glycol	0.043	5	0.26	0.41	0.00	0.37	0.58	0.00	0.48	0.75	0.00	0.46	0.72	0.00	0.57	0.89	0.00

Si se compara como cambia la respuesta de un CNE de ser colocado en uno u otro edificio, se observa que a medida que su periodo coincide con el de la estructura soportante, la respuesta del CNE, incrementa.

Por ejemplo, aplicando la metodología de evaluación descrita para la Bomba 3 con periodo $T=0.4$ s. tendría una respuesta distinta de ser colocada en los tres edificios, como se muestra en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Respuesta espectral de la bomba 3 en el nivel azotea de los tres edificios

Respuesta en el nivel de azotea para la Bomba 3					
Edificio	Periodo estructural	Periodo del CNE	SA (g)	SV (cm/s)	D (cm)
E1-H	0.53	0.40	7.05	440.29	28.03
E2-CE	0.42	0.40	8.36	522.10	33.24
E3-R	0.60	0.40	1.15	71.82	4.57

Si se quiere controlar la respuesta de los CNEs es necesario que el periodo estructural esté lo suficientemente alejado del periodo de la mayoría de ellos. Para edificios de poca altura como los que se estudian en este trabajo, cuyos periodos son de alrededor de 0.4 a 0.6 segundos, los CNEs estarán en resonancia.

Como se observa en la Tabla 5.5, concebir un CNE que pueda deformarse 33 cm sin que se dañe, es complejo, por lo que se tendría que realizarse un análisis no línea de los CNEs y medir el nivel de daño que tendría, lo cual supera los alcances de este trabajo.

5.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se normalizaron los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones, por la aceleración máxima de piso, de esta manera se obtiene una medida de la amplificación de la respuesta no estructural para cada entrepiso de un edificio en particular.

En las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4 se muestran los espectros de pseudoaceleraciones normalizados para los edificios E1-H, E2-CE y E3-R respectivamente.

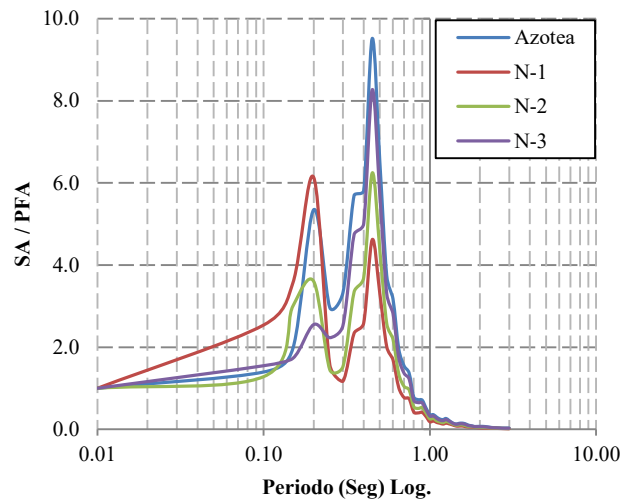


Figura 5.2 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2, 3 y Azotea) de E1-H.

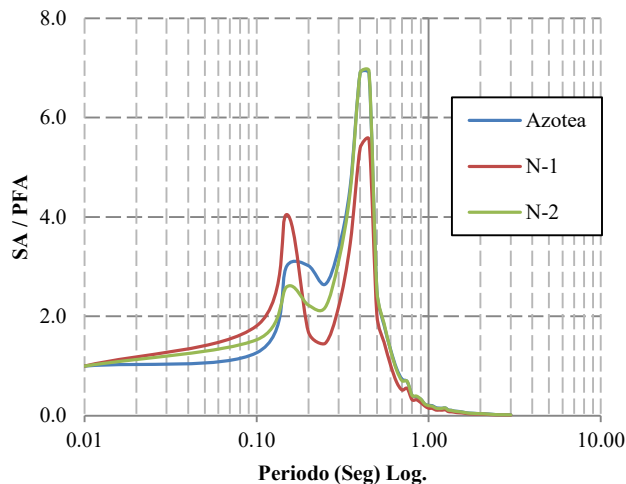


Figura 5.3 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2 y Azotea) de E2-CE

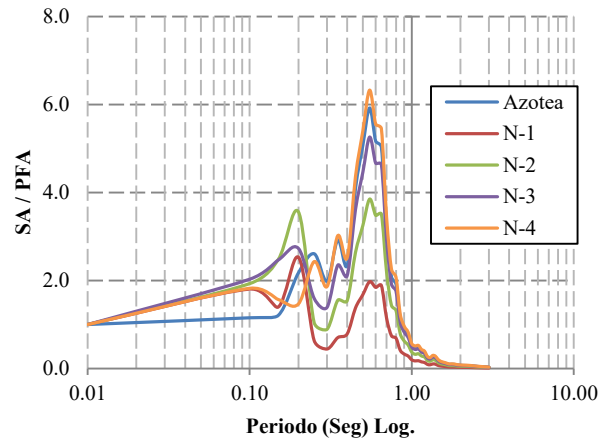


Figura 5.4 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados (Niveles 1, 2, 3 y Azotea) de E3-R

Se observan amplificaciones pico para el nivel de azotea de E1-H, de hasta 9.5 veces la aceleración pico de piso (PFA), para E2-CE, se exceden 6.9 y para el edificios E3-R se excede en 6.3 veces. Para el edificio E1-H hay un incremento gradual en la PFA en sus entrepisos, mientras que el edificio E2-CE sugiere que la amplificación de sus entrepisos es similar en magnitud. El edificio E3-R, el cual se ha concebido como edificio regular, exhibe amplificación gradual de la respuesta para los 3 primeros niveles.

La comparación mostrada, se hizo entre los entrepisos de un mismo edificio para cada caso de estudio, sin embargo, también se vuelve relevante saber qué edificio amplifica más y como cambia de un edificio a otro. Para esto, Se normalizó la aceleración máxima espectral en cada entrepiso por la aceleración pico del terreno para cada caso de estudio. Esto permite realizar la comparación entre edificios ya que los dos primeros edificios irregulares se supusieron en terreno blando, mientras que el edificio irregular el terreno firme.

En la tabla 5.6 se presentan las aceleraciones espectrales máximas de piso (AEM) para un nivel del 2% de amortiguamiento no estructural y en la Figura 5.5 se muestra la comparación entre los tres edificios.

Tabla 5.6 Aceleraciones espectrales máximas para 2% de amortiguamiento

Nivel	Aceleración Espectral Máxima $\xi=2\%$		
	E1-H	E2-CE	E3-R
PGA	4.51	4.71	2.06
N-1	37.49	43.11	7.34
N-2	73.40	90.34	15.37
N-3	115.96	120.56	24.73
N-4	143.57	-	31.93
N-5	-	-	36.42

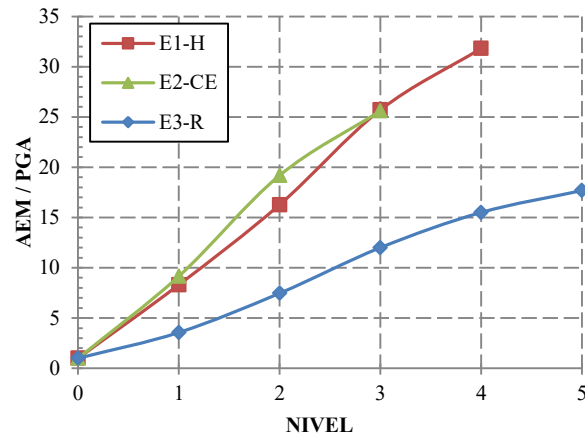


Figura 5.5 *Aceleraciones máximas espectrales normalizadas por la PGA*

Se observa similitud entre los dos edificios irregulares a amplificar en gran medida las aceleraciones pico del terreno. Por otro lado, el edificio regular presenta un mejor comportamiento y las aceleraciones que experimentaría algún CNE, serían menores en comparación con los edificios irregulares. Es necesario puntualizar que esto sería para el caso más desfavorable, es decir, el CNE con el mismo periodo que el sistema estructural y con un amortiguamiento no estructural del 2%.

Aunque el edificio ER-3 presenta un mejor comportamiento, y en consecuencia, se esperaría un mejor comportamiento no estructural, las aceleraciones que experimentaría un CNE en el nivel de azotea, son del orden 14 veces la aceleración de la gravedad (ver Figura 4.28).

Esto implica que para estos niveles de aceleración, y en consecuencia, desplazamiento, los CNEs pudieran presentar daño, por lo que controlar la respuesta estructural con sistemas tradicionales se vuelve complicado. Por lo anterior, se deben proponer sistemas estructurales en los que se garantice un comportamiento dual (estructural y no estructural).

5.2.1 Sistema de Aislamiento Sísmico de base

Se realizó el ejercicio de utilizar un sistema de aislamiento sísmico en la base del edificio E2-CE, debido a que se ha demostrado que se pueden controlar las aceleraciones de entrepiso con un sistema aislado. Los detalles del diseño se presentan en el Apéndice E.

Se consideró que el edificio E2-CE se desplanta sobre terreno firme, por lo que se puede implementar un sistema de aislamiento. En las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8, se presenta la comparación entre los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones en los tres niveles del edificio E2-CE, normalizados por la PGA.

Se observa que al implementar un sistema de aislamiento se puede reducir el nivel de respuesta espectral, además, se puede notar que para los tres niveles, se presenta la prácticamente la misma aceleración pico, por lo que no existe amplificación entre los niveles de E2-CE.

CAPÍTULO 5 EVALUACIÓN DE LOS CNEs Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Debido a que el rango de periodos de los CNEs estudiados en este trabajo y para la gran mayoría de ellos, son cortos (0.01 a 0.5 s), la respuesta que tendrían en un sistema aislado sería menor, y pudieran no presentar daño dado que las aceleraciones espectrales maximas se presentan a periodos largos (2 a 3 s).

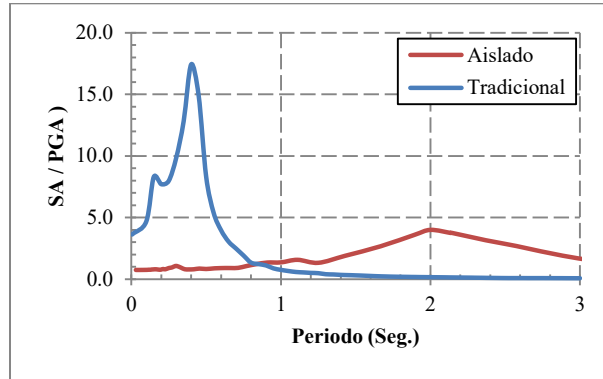


Figura 5.5 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel Azotea de E2-CE (5% de amortiguamiento)

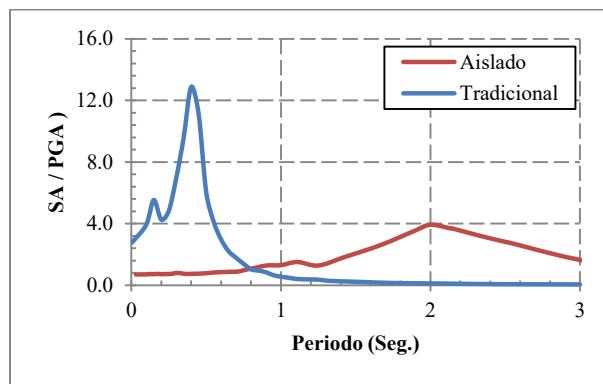


Figura 5.6 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel 2 de E2-CE (5% de amortiguamiento)

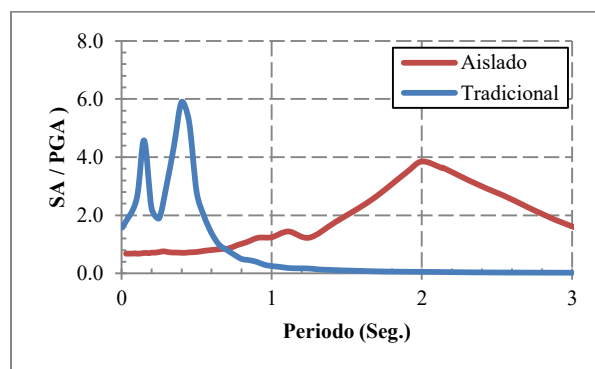


Figura 5.7 Espectros de Seudoaceleraciones normalizados. Nivel 1 de E2-CE (5% de amortiguamiento)

6 CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES GENERALES

En este trabajo se estudió el comportamiento sísmico no lineal de 3 edificios de hospital y de sus componentes no estructurales para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, clasificados como estructuras del Grupo A (importantes).

Se emplearon espectros de piso para la obtención de la respuesta de CNEs en función del peligro sísmico en la zona de estudio. Se presentó la metodología global que consiste en: a) definir escenarios sísmicos, b) realizar el análisis estructural de los edificios y c) obtener la respuesta de los CNEs.

a) Conclusiones de escenarios sísmicos:

- Para la obtención de escenarios sísmicos, se presentó el estudio de peligro para la ciudad de Chilpancingo, el cual se realizó siguiendo metodologías probabilistas. Se estudiaron las fuentes sísmicas cercanas y las leyes de atenuación que brindan información del trayecto de las ondas, desde la fuente hasta un punto en particular. Se mostró que las fuentes sísmicas que mayor aportean al peligro de la zona son, Guerrero central y Acapulco-San Marcos.
- Se obtuvieron acelerogramas sintéticos mediante la técnica de ajuste de espectros, ya que es una metodología rápida y que permite conservar características no estacionarias de registros semilla. Se propuso ajustar los acelerogramas semilla a Espectros Condicionales Promedio (CMS). Estos se obtuvieron a partir de Espectros de Peligro Uniforme (EPU) mediante un proceso de desagregación del peligro sísmico.
- Las amplitudes de pseudoaceleraciones utilizadas para obtener los CMS fueron 0.64, 0.57 y 0.47 g. que corresponden a los periodos espectrales 0.4, 0.5 y 0.6 seg. que son los periodos estructurales de los edificios E1-H E2-CE Y E3-R respectivamente. Se mostró que con esta metodología se pueden obtener acelerogramas sintéticos, los cuales producirán respuestas estructurales específicas para cada uno de los edificios estudiados.
- Se evaluaron los posibles efectos de amplificación local para el sitio en el cual se encuentran desplantado los edificios E1-H Y E2-CE. Se utilizó el estudio de mecánica de suelos realizado por GEOVISA (1998). Aunque este estudio se realizó a 8 Km de distancia, puede ser válido siempre y cuando las características dinámicas del suelo (frecuencia fundamental y amortiguamiento) sean similares.
- Se encontraron amplificaciones pico cercanas a 4; pero, debido a que solo se consideró la incidencia unidimensional de ondas de corte, esta amplificación pudiera

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

ser distinta. Como se mostró, la amplificación en Chilpancingo se debe a otras causas como por ejemplo efectos bidimensionales y la amplificación debida a ondas superficiales.

b) Conclusiones del análisis estructural:

- En el capítulo cuatro, se describió el análisis estructural de los tres edificios con periodos estructurales de 0.43, 0.53 y 0.61. Debido a la gran capacidad de resistencia proporcionada en el diseño, estos pueden controlar adecuadamente los desplazamientos y, de acuerdo con los análisis Pushover, desarrollar ductilidades entre 5 y 10.
- Los edificios estudiados no incursionan de manera significativa en el rango no lineal. Se estableció el nivel de desempeño de ocupación inmediata para los tres edificios.
- En la sección 4.5 se calcularon espectros de piso con las historias de aceleraciones calculadas para cada entrepiso de los edificios estudiados. Se observa en las Figuras 4.28, 4.29 Y 4.30 que las aceleraciones que pudieran experimentar los CNEs exceden, para amortiguamientos no estructurales bajos, hasta 14 veces la aceleración de la gravedad en el nivel de azotea. Para los niveles inferiores, se concluye que existe influencia del segundo modo estructural en la respuesta de los CNEs, observándose en mayor medida en los edificios irregulares.

c) Conclusiones de la obtención de la respuesta de CNEs.

- En el Capítulo 5 se calculó la respuesta de los CNEs fijos a la estructura, para los cuales se tiene información de sus características dinámicas y se pueden considerar como sistemas de un grado de libertad. Bajo estas suposiciones, se calcularon las respuestas en aceleración, velocidad y desplazamiento como se mostró en las Tablas 5.2, 5.3 y 5.4.
- La respuesta de los CNEs, será mayor a medida que su periodo fundamental, se acerca al periodo de la estructura soportante.
- Para los CNEs, con periodo entre 0.01 hasta 0.53 seg se esperaría daño, debido a que se encuentran en resonancia, dado que los edificios estudiados tiene periodos cortos.
- Debido a que se observaron amplificaciones espectrales del orden de 9.5 veces la aceleración pico de piso para E1-H, 6.9 para E2-CE Y 6.3 para E3-R, se rediseño el edificio E2-CE con aislamiento de base. Se utilizaron aisladores de hule y se lograron reducir las aceleraciones de 12 a casi 2 veces la aceleración de la gravedad para amortiguamientos bajos.
- Se observó que el máximo pico espectral se presenta a periodos largos, por lo que los CNEs no presentarían demandas grandes de aceleración, lo que se traduce en daño controlado para los CNEs. Sin embargo, debido a que el sistema de aislamiento

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

incrementa los desplazamientos, se debe tener especial cuidado con los contenidos que no estén fijados a la estructura, ya que que estos podrían deslizarse debido a desplazamientos grandes (Contenidos sensibles a los desplazamientos)

Es imprescindible buscar la implementación de sistemas estructurales que permitan reducir la respuesta estructural, para poder mantener sin daño a las CNEs. En edificios como hospitales, es crucial que estos se mantengan en operación tras eventos sísmicos importantes.

Es necesario realizar actualizaciones a los reglamentos locales puesto que, donde existe mayor peligro sísmico y vulnerabilidad, se deben cumplir con especificaciones rigurosas para lograr un comportamiento integral, estructural y no estructural.

6.2 TRABAJOS FUTUROS

- Se debe realizar un estudio estadístico y paramétrico de la respuesta con distintos sistemas estructurales caracterizados a través de su periodo fundamental y amortiguamiento con sismos reales o simulados: esto permitirá que se tengan espectros de diseño para los CNEs, análogo a aquellos que se generarn para sistemas estructurales.
- Se deben realizar mediciones que permitan identificar las características dinámicas de CNEs existentes en los hospitales de Guerrero y tener un inventario de los CNEs más importantes para la funcionalidad. Esto permitirá una mejor evaluación con los espectros de piso generados en este trabajo.
- Se debe realizar un proyecto de instrumentación tanto del sistema estructural como de los CNEs y obtener la respuesta experimental, de esta manera se pueden calibrar los resultados de las simulaciones numéricas.
- Uno de los procedimientos con mayor repercusión en los resultados, es la selección de los registros sísmicos para los análisis paso-a-paso y el procedimiento previo a ello. Por esta razón se debe realizar un refinamiento en la caracterización de las fuentes sísmicas y en el uso de los catálogos sísmicos más actuales. Además de llevar a cabo protocolos de exploración geotécnica, que permitan obtener información de las características dinámicas del suelo y emplear mejores modelos de propagación de ondas para lograr reproducir la amplificación en Chilpancingo.
- Implementar y calibrar el comportamiento de dispositivos de control con el fin de optimizar el comportamiento conjunto de estructuras y contenidos.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N., (1992). "Non-stationary spectral matching". Seismological research letters, vol. 63(1), 30.
- André F., Robert T., Constantin C., Bryan F. and Didier P., (2013). "Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics", 3rd Edition, Presses Internationales Polytechnique.
- Arroyo-Matus, R., Sánchez-Tizapa, S., Téllez-Tapia, C. y Guinto-Herrera, R. E., (2014). "Diagnóstico del comportamiento observado en edificaciones durante el sismo de Zumpango, Guerrero, México, (Mw =6.5) del 11 de Diciembre de 2011 y propuestas para reducir la vulnerabilidad estructural". Tlamati, 5(2), 22-30.
- Arroyo-Matus, R., (2011). "Reporte preliminar de daños del sismo de Zumpango, Gro. del 10 de diciembre de 2011". Serie: Reportes internos de investigación. Unidad Académica de Ingeniería, Universidad Autónoma de Guerrero. Chilpancingo, México.
- Atkinson, G. M. y Boore, D. M., (2003). "Empirical ground-motion relations for subduction zone earthquakes and their application to cascadia and other regions". Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 93(4), 1703–1729.
- Baker, J. W. y Allin Cornell, C., (2006). "Spectral shape, epsilon and record selection". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 35(9), 1077–1095.
- Baker, J.W. (2010). "Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection". Journal of Structural Engineering, vol. 137(3), 322–331.
- Chen, M.C., Pantoli, E., Wang, X., Astroza, R., Ebrahimian, H., Hutchinson, T.C., Conte, J.P., Restrepo, J.I., Marin, C., Walsh, K., Bachman, R., Hoehler, M., Englekirk, R., and Faghihi, M., (2013). BNCS Report #1: "Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes and Post-Earthquake Fire - Specimen Design, Construction, and Test Protocol". SSRP-13/09, La Jolla, CA: Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Chen, M.C., Pantoli, E., Wang, X., Astroza, R., Ebrahimian, H., Hutchinson, T.C., Conte, J.P., Restrepo, J.I., Marin, C., Walsh, K., Bachman, R., Hoehler, M., Englekirk, R., and Faghihi, M., (2013). BNCS Report #2: "Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes and Post-Earthquake Fire - Test Results". SSRP-13/10, La Jolla, CA: Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Cornell, C. A. (1968). "Engineering seismic risk analysis". Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 58(5), 1583–1606.
- Dewey, J.W. y Suárez, G., (1991). "Seismotectonic of Middle America". Neotectonics of North America: Decade map Volume 1, Slemmons, D.B., Engdahl, E.R., Zoback, M.D. and Blackwell, D.D., eds., Geological Society of America, Boulder, Colorado, 309-321
- E. Ventura, Juárez-García, H. y Ghazaleh H., (2008). "Dynamic characteristics of non-structural components in critical infrastructure in UBC". Earthquake Engineering Research Facility (EERF), The University of British Columbia, Department of Civil Engineering.

REFERENCIAS

- Esteve, M. L. y Ruiz, S., (1989). "Seismic failure rates of multistory frames". *Journal of Structural Engineering*, vol. 115(2), 268–284.
- Gama-García, A., Juárez-García, H., Arroyo-Matus R., (2012). "Avances recientes en las metodologías para la evaluación estructural de edificaciones típicas". XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México.
- Gama-García, A., (2010). "Estudio de peligro sísmico para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero". Phd, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- García, D., Singh, S. K., Herráiz, M., Ordaz, M. y Pacheco, J. F., (2005). "Inslab earthquakes of central Mexico: Peak ground-motion parameters and response spectra". *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 95(6), 2272–2282.
- Gómez-Bernal, A., Juárez-García, H. y Corona, M., (1999). "Peligro sísmico en el valle de Chilpancingo, Guerrero". En *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, vol. 1. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Michoacán, Morelia.
- Gómez-Bernal, A., Juárez-García, H. y Gama-García, A., (2007). "Amplificación sísmica en Chilpancingo, Guerrero". Reporte de Investigación No. 456.
- García, S. A., Pozos, E. A., Hong, H. y Gómez, M. R., (2012). "Estimación del peligro sísmico debido a sismos interplaca e inslab y sus implicaciones en el diseño sísmico". *Revista de Ingeniería sísmica* No. 86, páginas 27-54. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Distrito Federal, México.
- Gutenberg, B. y Richter, C. F., (1944). "Frequency of earthquakes in California". *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 34(4), 185–188.
- Idriss, I. M. y I. I. Sun, (1992). "SHAKE-91 A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits". User's Manual. U. of California Davis, Cal.
- Inca-Cabrera, E., (2013). "Estudio de peligro sísmico para la ciudad de Ometepe y otras ciudades aledañas del estado de Guerrero". Maestría en Ingeniería Estructural, Tesis, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Jaimes, A. Miguel y Reinoso, E., (2013). "Estimación De Perdidas Por Sismo En Contenidos De Edificios", Series: Investigación y Desarrollo.
- Jerónimo-García, A. G., (2015). "Parámetros de diseño sísmico para algunos estados del pacífico mexicano (Michoacán, Guerrero y Oaxaca)". Maestría en Ingeniería Estructural, Tesis, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Joyner, W. B. y Boore, D. M., (1993). "Methods for regression analysis of strong-motion data". *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 83(2), 469–487.
- Juárez-García H., E. Ventura, Gómez-Bernal, A. y Pelcastre-Pérez, E., (2014). "Comportamiento de componentes no estructurales ante diferentes escenarios sísmicos". *Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo* Vol. 5 No. 2.
- Juárez-García H., Gómez-Bernal, A., Rangel-Núñez, J., Tena-Colunga, A. y Pelcastre-Pérez, E., (2012). "Reconocimiento geotécnico y estructural de la zona epicentral y ciudades afectadas por

REFERENCIAS

- el sismo del 20 de Marzo de 2012". XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, México.
- Kramer, S. L., (1996). "Geotechnical earthquake engineering". Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, c1996, vol. 1.
- Krawinkler, H., (2006). "Importance of Good Nonlinear Analysis". Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- Mander, J., Priestley, M. y Park, R., (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804), 1804-1826.
- McGuire, R. K. (2004). "Seismic hazard and risk analysis". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- Miranda, E. y Taghavi, S., (2003). "Response Assessment of Nonstructural Building Elements". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, California, USA.
- Moehle, P. J., (2005). "Nonlinear Analysis For Performance-Based Earthquake Engineering". The structural design of tall and special buildings, 14, 385–400
- Mondal G., y Jain, S. K., (2005). "Design of Non-Structural Elements for Buildings: A Review of Codal Provisions". The Indian Concrete Journal, Vol 79, No 8, 22- 28.
- Nishenko, S. y Singh, S., (1987). "Conditional probabilities for the recurrence of large and great interplate earthquakes along the mexican subduction zone". Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 77(6), 2095–2114.
- NTC-C, (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal".
- Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F., Singh, S. y Rosenblueth, E., (1989). "Design spectra for Mexico's Federal District". Earthquake Spectra, vol. 5, 273.
- Pérez, A., Ordaz, M. y Yamin, L., (2005). "Método alternativo para el cálculo de espectros de peligro uniforme considerando efectos de sitio (MADEES)". En Memorias XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- Pino-Guzman, C., (2010). "Respuesta sísmica de aceleración máxima de piso y espectros de pseudo-aceleraciones de piso en edificios estructurados con marcos de acero" Magíster en ciencias de la ingeniería, Tesis, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería.
- Popovics, S., (1973). "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete". Cement and concrete research, 3(5), 583-599.
- RCMCH, (1999). "Reglamento de Construcciones para el Municipio de Chilpancingo". H. Ayuntamiento Municipal Constitucional de Chilpancingo, Guerrero.
- Reinhorn, M. A., (1996). "Introduction to Dynamic and Static Analasys Techniques". Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- Reiter, L., (1990). "Earthquake hazard analysis: issues and insights". Columbia University Press.
- Risz, E., (1962). "Principles of Cartography" McGraw Hill series in Geography.

REFERENCIAS

- Schnabel, L. y Seed, (1972). "SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analyses of Horizontally Layered Sites", Rep. No. EERC 72-12 U. of Calif. Berkeley.
- Suter, M., (1987). "Orientational data on the state of stress in Northeastern Mexico as inferred from stress-induced borehole elongations". J. Geophys. Res., 92, 2617- 2626.
- Taylor, A. W., y Phan, L. T., (1997). "Seismic design of non-structural components in the United States". Wind and Seismic Effects, 29th Joint Meeting of U.S./Japan panel proceedings. U.S. / Japan Government Cooperative Program on natural resource (UJNR). Technical memorandum of PWRI No. 3524. Tsukuba, Japan, 245-259
- Tena-Colunga, A., Gatica, A. G., Urbina, C. L. A., Victoria, T. L., (2012). "Impacto de la Disposición de Vigas Secundarias en Losas Perimetralmente Apoyadas en el Comportamiento Sísmico de Edificios Diseñados con Base en Marcos de Concreto Reforzado". Revista Internacional de Ingeniera de Estructuras, Vol. 1 y 2, 63-85.
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. y Jensen, J.J., (1987). "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design". Proc. of the Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Tapir, Trondheim, Norway, 149-159.
- Whittaker, A. S. y Soong, T. T., (2003). "An Overview of Nonstructural Components Research at Three U. S. Earthquake Engineering Research Centers". Proceedings of ATC-29-2 Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, ATC-29-2 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 271-280.
- Youngs, R., Chiou, S.-J., Silva, W. y Humphrey, J., (1997). "Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes". Seismological Research Letters, vol. 68(1), 58-73.
- Zúñiga, R., Suárez, G., Ordaz, M. y García-Acosta, V., (1997). "Peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe". Reporte Final IPGH.
- Zúñiga, R. y Wyss, M., (2001). "Most and Least Likely Locations of Large to Great Earthquakes Along the Pacific Coast of Mexico, Estimated from Local Recurrence Times Based on b-values". Bulletin of the Seismological Society of America, 91, 1717-1728.

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

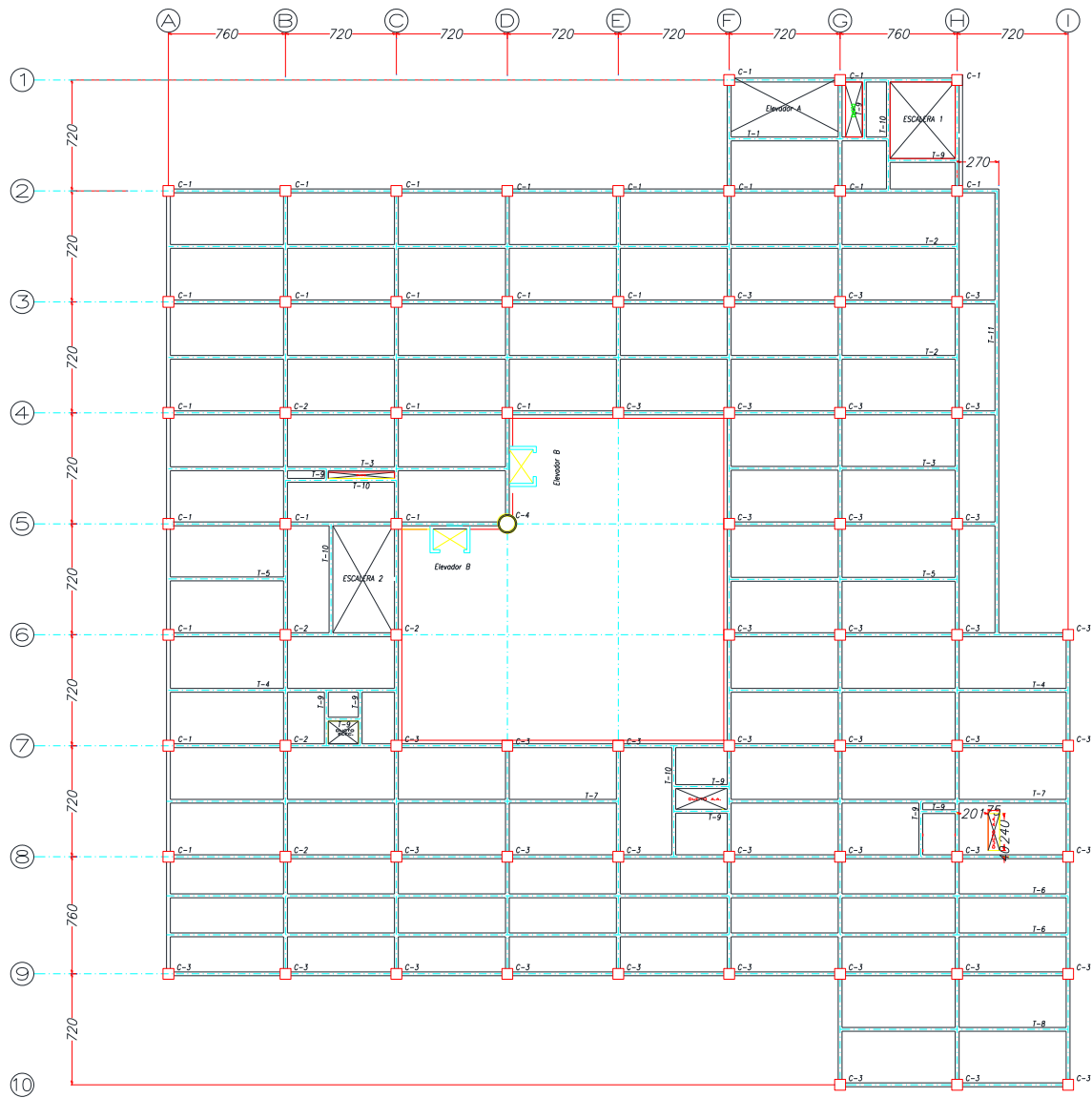


Figura A.2 Planta del segundo nivel del edificio E1-H

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

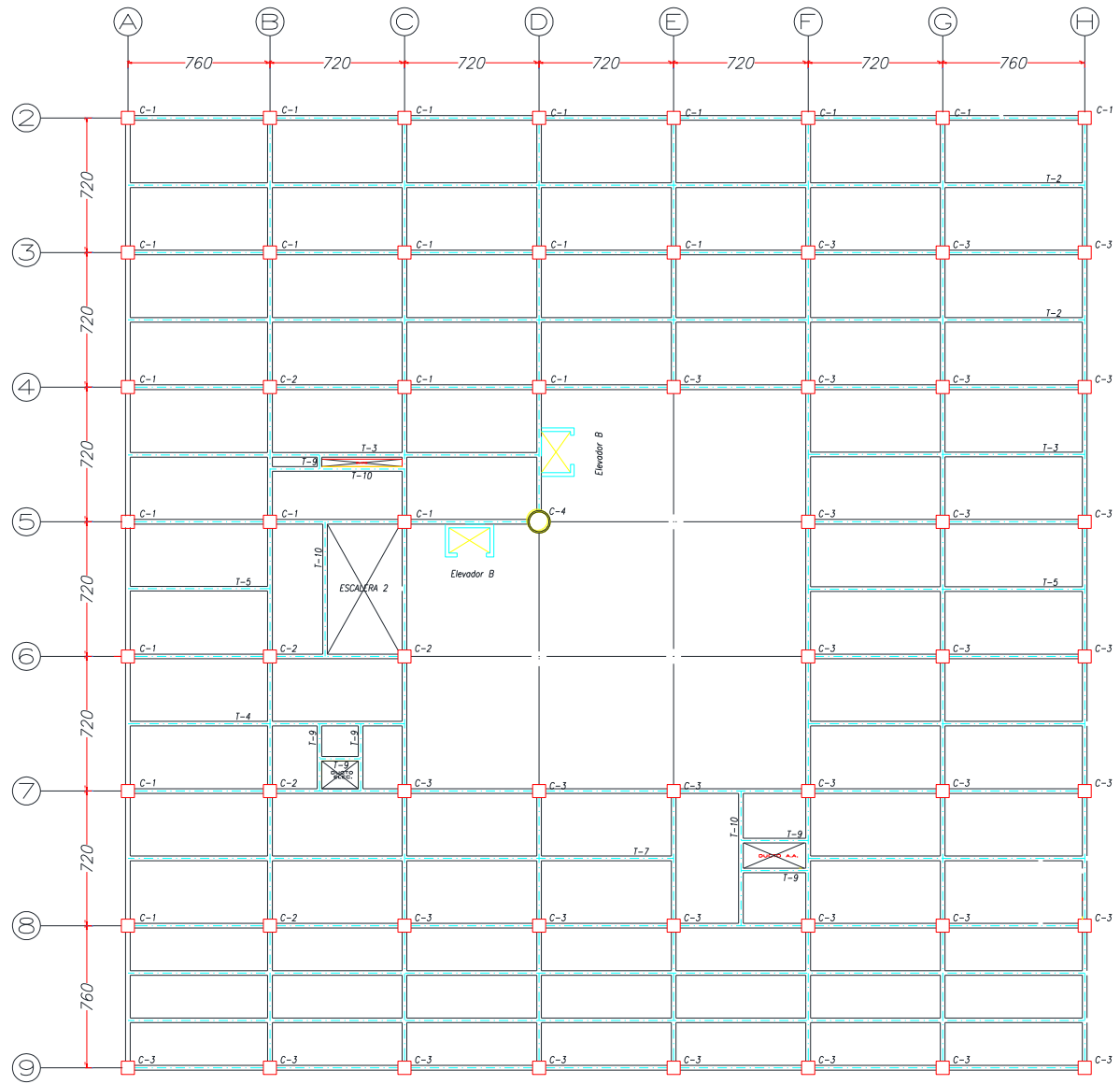


Figura A.3 Planta del tercer nivel del edificio E1-H

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

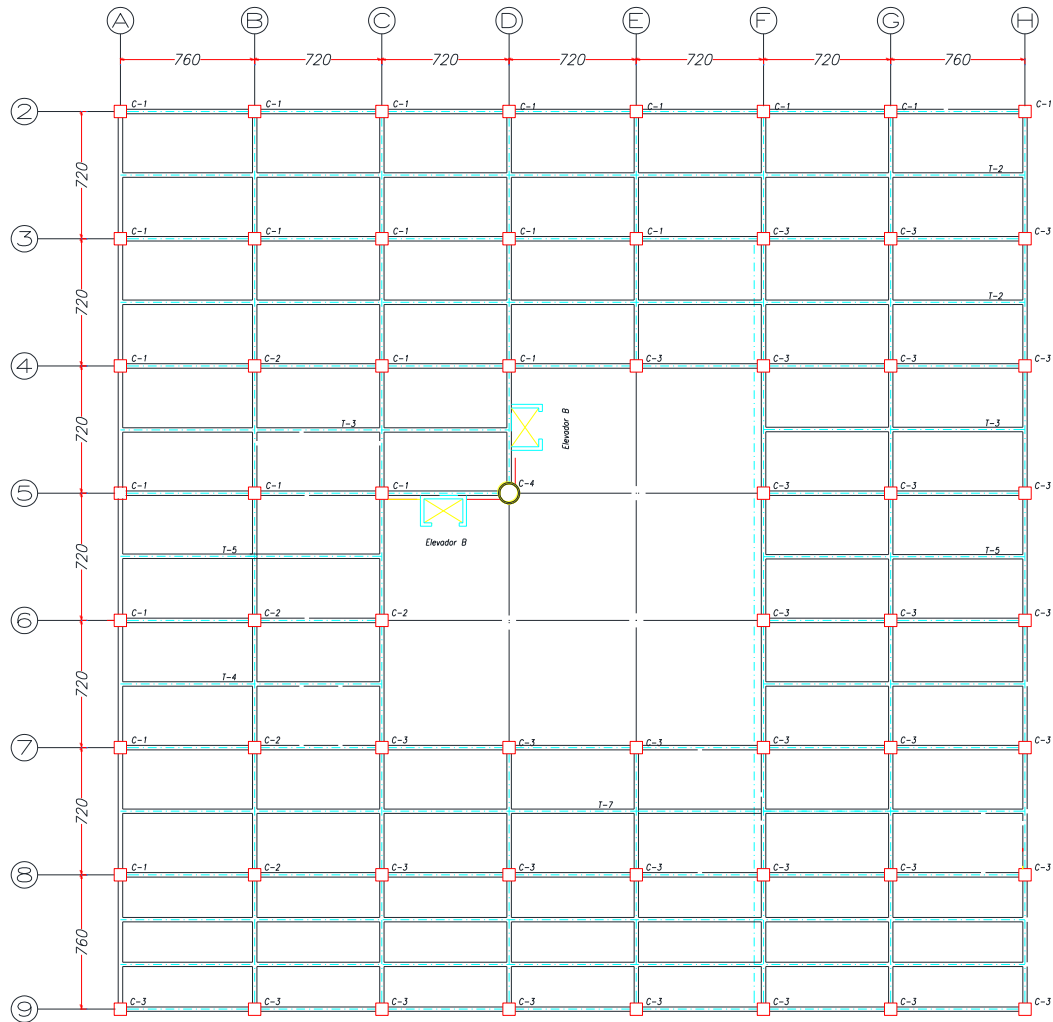


Figura A.4 Planta del nivel de azotea del edificio E1-H



Figura A.5 Corte esquemático del edificio E1-H

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

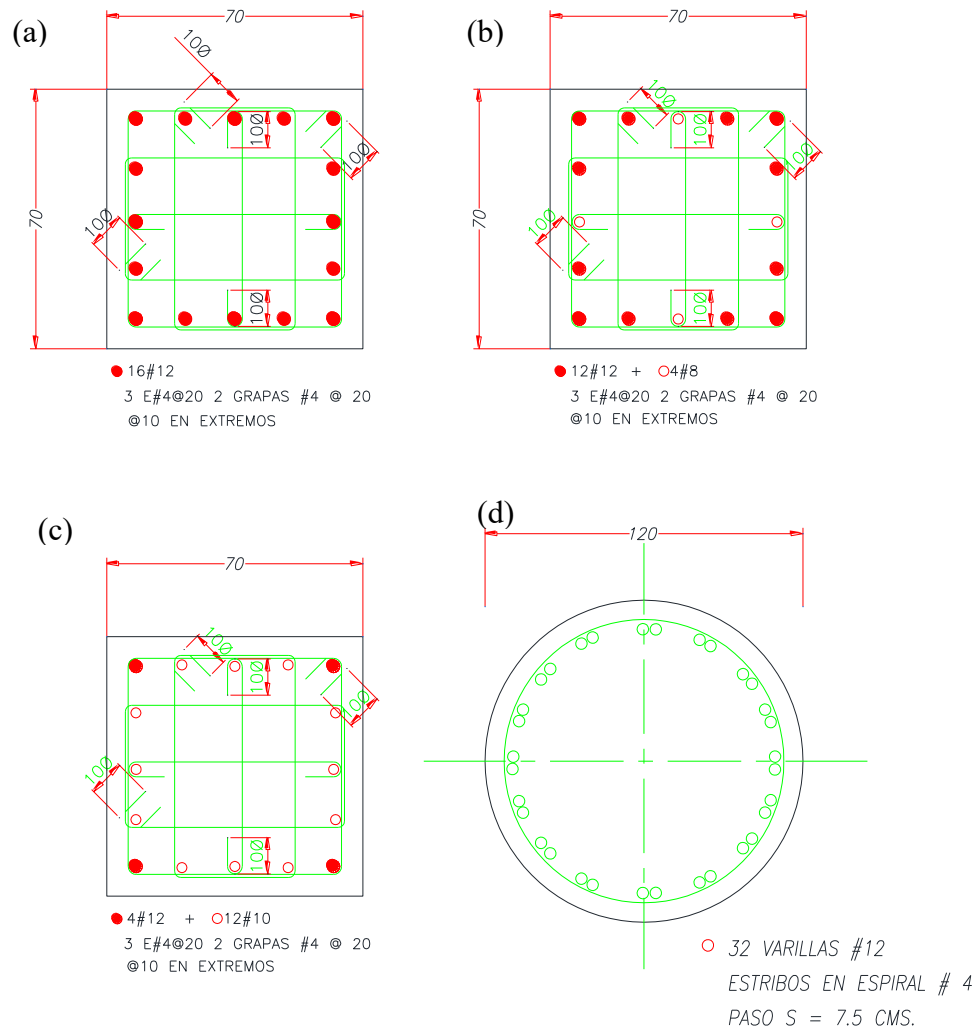


Figura A.6 Armado de columnas tipo del edificio E1-H (a) C-1 (b) C-2 (c) C-3 y (d) C-4

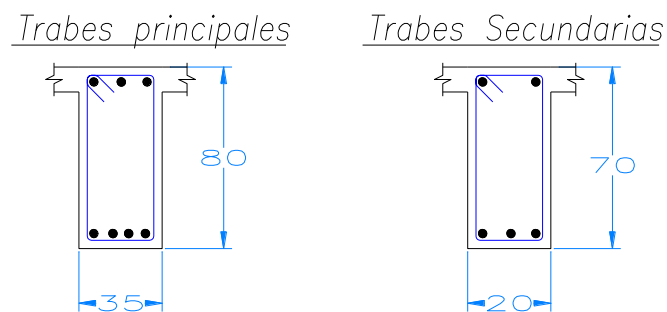


Figura A.7 Traves tipo del edificio E1-H

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

A.2 EDIFICIO CONSULTA EXTERNA E2-CE

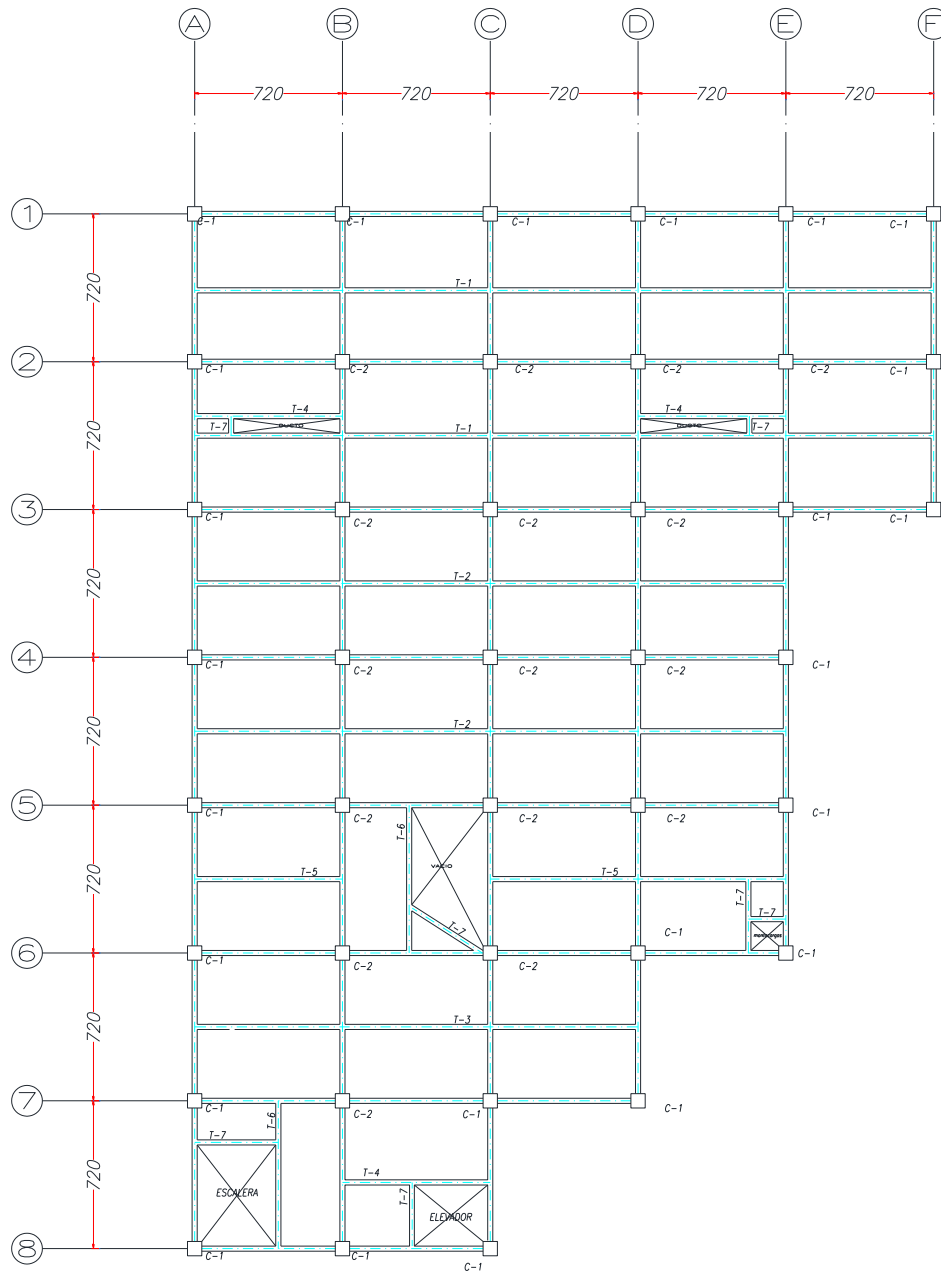


Figura A.8 Planta del primer nivel del edificio E2-CE

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

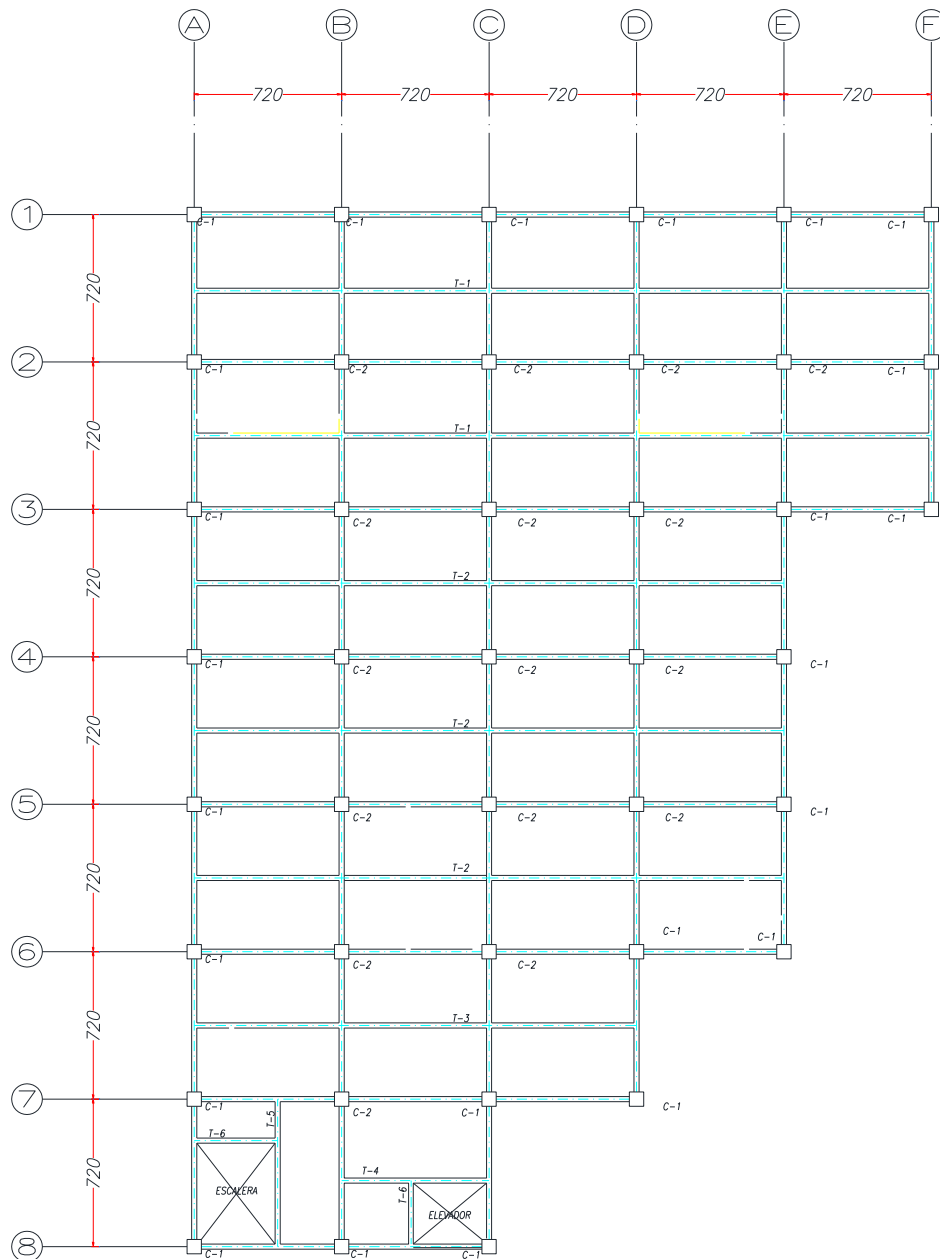


Figura A.9 Planta del segundo nivel del edificio E2-CE

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

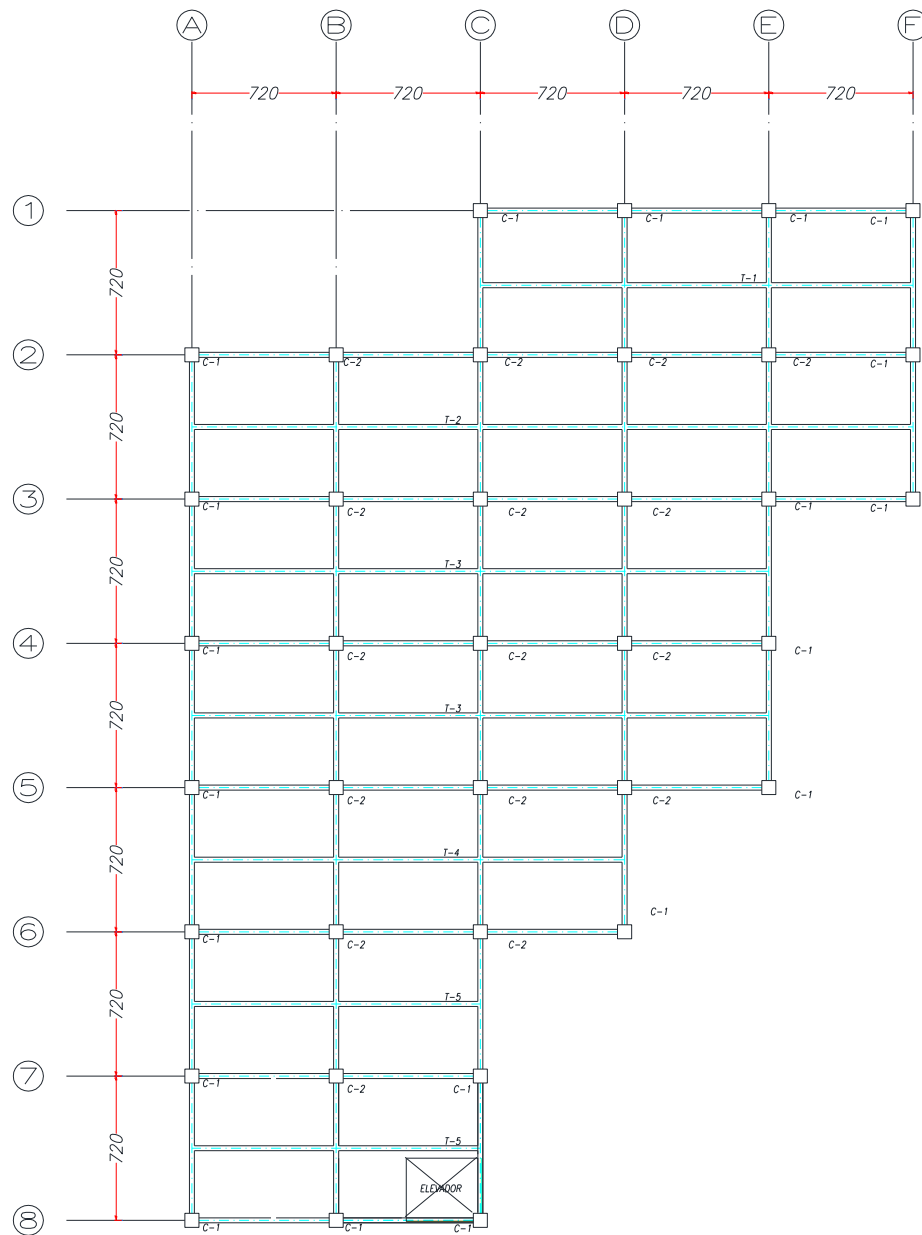


Figura A.10 Planta del tercer nivel del edificio E2-CE

APÉNDICE A. DETALLES DE PLANTAS ESTRUCTURALES

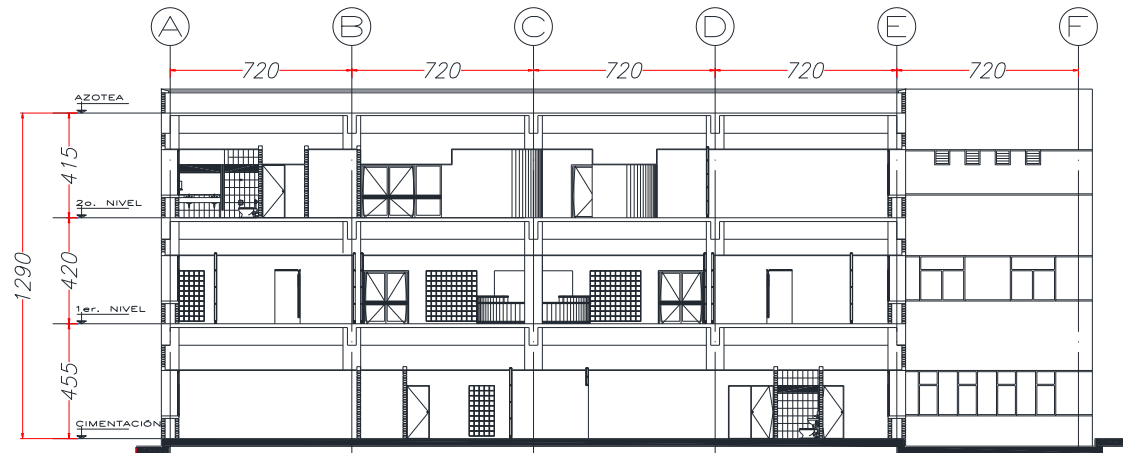


Figura A.11 Corte esquemático del edificio E2-CE

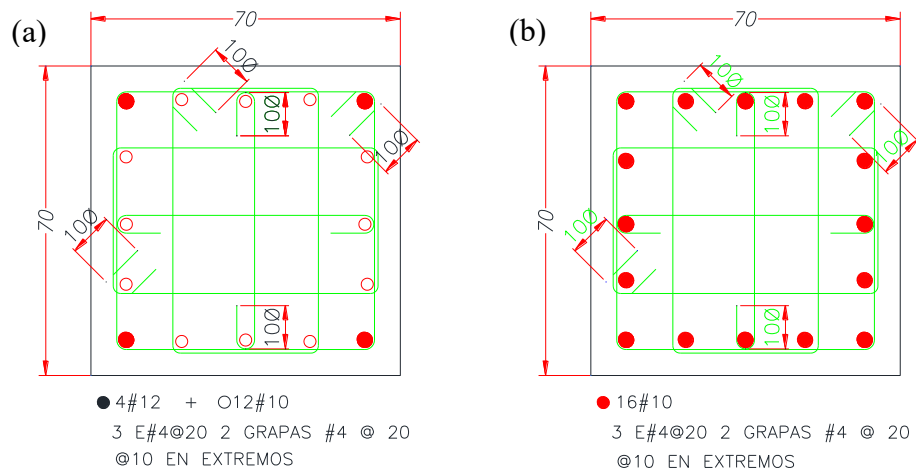
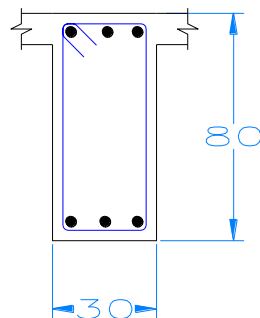


Figura A.12 Armado de columnas tipo del edificio E2-CE (a) C-1 (b) C-2

Trabes principales



Trabes Secundarias

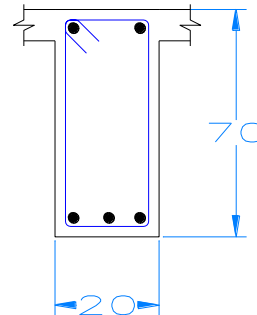


Figura A.13 Trabes tipo del edificio E2-CE

APENDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

Se propuso un edificio regular en planta y elevación al cual se le asignó la clave (E3-R) y que sirvió de referencia en la respuesta de componentes no estructurales; para el mismo, la planta se propuso tomando como base el núcleo que se aprecia en E1-H entre los ejes A-H y los ejes 2-9. Se consideró que el uso corresponde a hospital, clasificada como estructura del Grupo “A” de acuerdo al *RCMCH, 1999*. Se consideró una estructuración con base en marcos dúctiles de concreto reforzado y losas perimetralmente apoyadas. Se propuso un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y se utilizó el espectro de diseño sísmico propuesto por el *RCMCH, 1999*.

B.1. GEOMETRÍA

La geometría en planta y elevación de E3-R se muestra en las Figuras B.1 y B.2. Se propuso una planta tipo con 7 crujeas en cada sentido con claros de 7.20 m y 7.60 en los extremos y 5 niveles con alturas de entrepiso constante de 3.6 m. Adicionalmente se colocaron trabes secundarias de tal manera que las cargas se distribuyeran de manera más uniforme sin tener sobrecargados los elementos principales. En la Tabla B.1 se muestran un resumen de la geometría de E3-R.

Tabla B.1 Resumen de las características geométricas de E3-R

RESUMEN DE GEOMETRÍA E3-R		
Estructuración	Marcos de concreto reforzado y losas macizas apoyadas perimetralmente.	
Área construida:	13107.2 m ²	
No de niveles:	5	
Alturas de entresijos:	Nivel 1:	3.60 m
	Nivel 2:	3.60 m
	Nivel 3:	3.60 m
	Nivel 4:	3.60 m
	Nivel 5	3.60 m
	Altura total:	18.00 m
Condiciones de regularidad :	Regular	

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

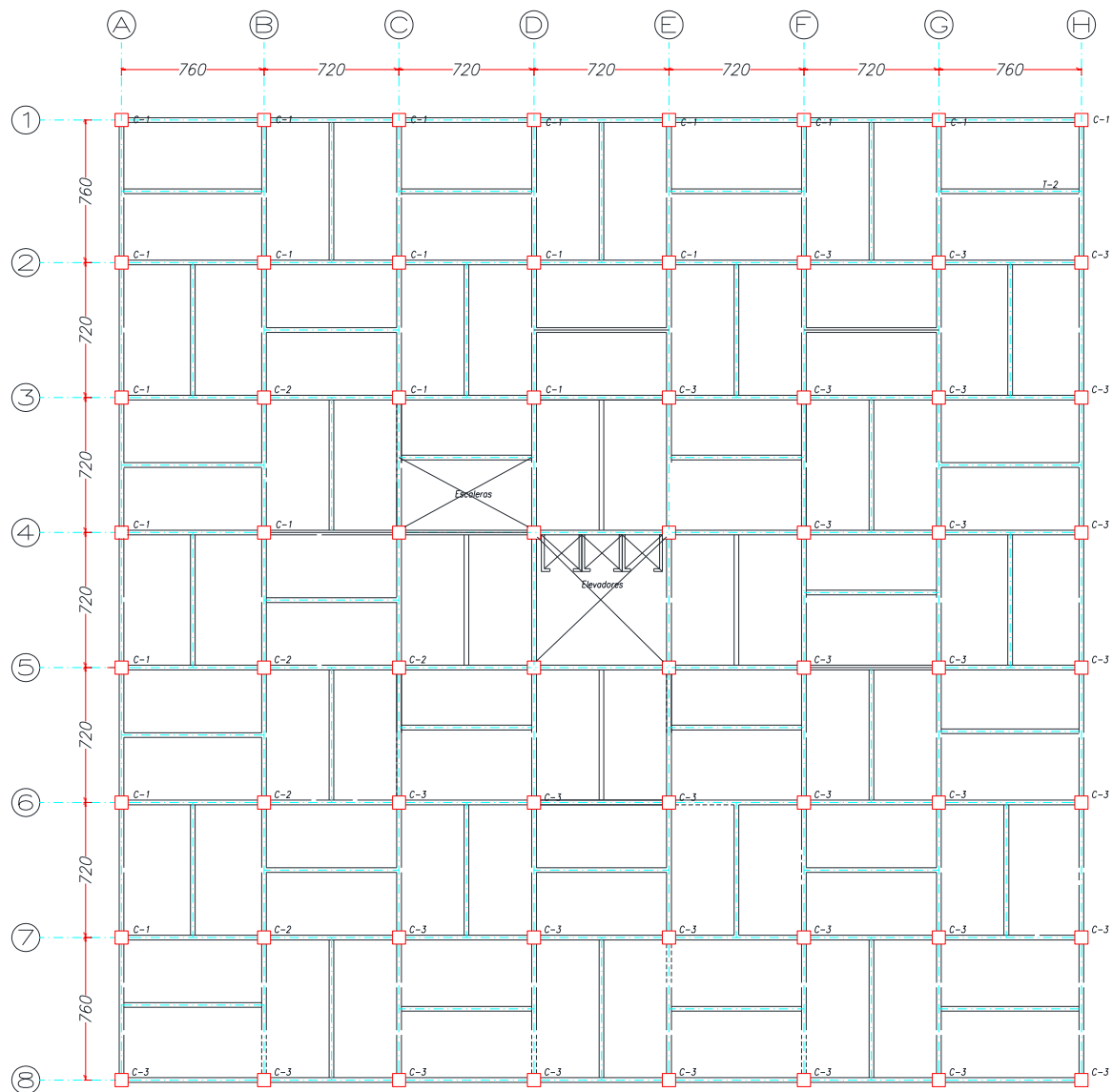


Figura B.1 Planta tipo de E3-R

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

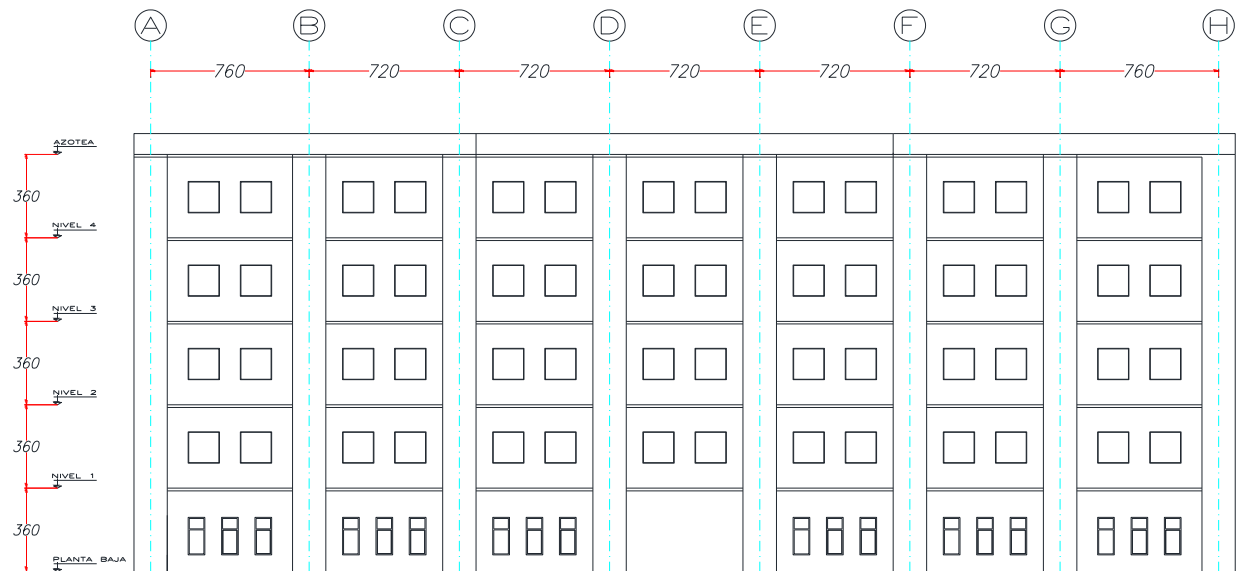


Figura B.2 Vista en elevación de E3-R

B.2. MATERIALES

Se consideró para este edificio utilizar los mismos materiales empleados en los edificios pertenecientes al hospital general de Chilpancingo. Se optó por cambiar la resistencia a la compresión del concreto utilizado en las losas, ya que se utilizó un peralte más grande que el propuesto en los edificios E1-H Y E2-C. En la Tabla B.2 se muestra el resumen de las propiedades, además de los materiales para muros divisorios y perimetrales los cuales sirvieron para estimar las cargas gravitacionales.

Tabla B.2 Resumen de los materiales constructivos de E3-R

RESUMEN DE MATERIALES			
Concreto:	Losas :	$f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$	
	Columnas:	$f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$	
	Trabes:	$f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$	
Acero:	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$		
Muros perimetrales:	Mampostería confinada		
Muros divisorios:	Tabla-roca y Durock		
Pisos:	Loseta cerámica		
Techos:	Plafones de yeso		
Cancelería:	Aluminio		
Aplanados:	Yeso y Mortero	Arena-Cemento	

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se propusieron dimensiones para los elementos estructurales, cuidando que estas cumplieran los requisitos geométricos para marcos dúctiles que se proponen en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México de 2004 (NTC-C, 2004)*. Las resistencias de acero y concreto son como se indica en la sección 2.3.2 En la Tabla B.3 se muestran las dimensiones de los elementos estructurales.

Tabla B.3 Resumen de las secciones de los elementos estructurales para E3-R

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
Columnas rectangulares:	80 x 80 cm
Trabes principales:	80 x 35 cm
Vigas secundarias:	70 x 30 cm
Espesor de las losas:	H=13 cm

B.4. CONSIDERACIONES GENERALES

- El sistema estructural consiste en marcos dúctiles de concreto reforzado y un sistema de piso de losas macizas apoyadas perimetralmente por vigas.
- Se consideraron a los muros divisorios de Tabla-roca o Durock de 10 cm de espesor y los muros perimetrales de tabique rojo aplanados con mortero de 12 cm de espesor.
- Se consideró que los muros divisorios y perimetrales están lo suficientemente separados, de tal forma que no aportan rigidez al sistema estructural
- Se consideró que las ventanas serán con cancelería de aluminio y vidrios.
- Se consideró plafón de yeso para los techos quedando una altura libre de 2.70 m.
- El sistema de elevadores panorámicos se consideró desligado de la estructura por lo que no aportan rigidez al sistema estructural principal.
- Para las losas de azotea se consideró que tienen pendientes para desagüe menores al 5%.
- Se consideró una cimentación rígida con zapatas corridas y contra-trabes sobre suelo firme, clasificado de acuerdo al *RCMCH, 1999* como tipo I.

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.5. ESTIMACIÓN DE CARGAS

Se estimaron las siguientes cargas sobre las losas

***Tabla B.4** Estimación de cargas para la losa de azotea*

CONCEPTO	CARGA(Kg/m ²)
Aplanado en la losa de 1.5 cm de espesor	30
Relleno para pendiente menor a 5 %	50
Plafón de yeso	45
Instalaciones	50
Impermeabilizante	10
Adicional por Reglamento	40
Carga Muerta (CM)	225
Carga Viva Media (CVMed)	15
Carga viva Instantánea (CVA)	70
Carga Viva Máxima (CVMax)	100
TOTAL CM+CVMed	240
TOTAL CM+CVA	295
TOTAL CM+CVMax	325

***Tabla B.5** Estimación de cargas para losas de entrepiso*

CONCEPTO	CARGA(Kg/m ²)
Aplanado en la losa de 1.5 cm de espesor	30
Plafón de yeso	45
Instalaciones	50
Loseta cerámica	30
Muros divisorios	75
Adicional por Reglamento	40
Carga Muerta (CM)	270
Carga Viva Media (CVMed)	70
Carga viva Instantánea (CVA)	90
Carga Viva Maxima (CVMax)	170
TOTAL CM+CVMed	340
TOTAL CM+CVA	360
TOTAL CM+CVMax	440

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.6. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

B.6.1 Losas

$$h = \frac{P}{180}$$

Dónde:

P= Perímetro crítico en centímetros.

h= Espesor de la losa.

Se eligió el tablero más grande del plano arquitectónico ubicado en los tramos (A)-(B) y (1)-(2) con perímetro igual a 2300 cm.

$$h = \frac{2280 \text{ cm}}{180} \approx 13 \text{ cm}$$

B.6.2 Trabes principales

$$h = \frac{L}{10} \quad y \quad b = \frac{h}{2.5}$$

Del plano arquitectónico se observó que L= 7.6 m, en el tramo (1)-(2) por lo que h será igual a:

$$h = \frac{760}{10} \approx 80 \text{ cm} \quad b = \frac{80}{2.5} \approx 35 \text{ cm}$$

B.6.3 Trabes secundarias

$$h = \frac{L}{12} \quad y \quad b = \frac{h}{2.5}$$

Del plano arquitectónico se observó que L= 7.6 m, en el tramo (1)-(2) por lo que h será igual a:

$$h = \frac{760}{12} \approx 70 \text{ cm} \quad b = \frac{70}{2.5} \approx 30 \text{ cm}$$

Dónde:

L= longitud del claro crítico en centímetros.

h=Espesor de la viga en centímetros.

b=Ancho de la viga en centímetros.

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.6.4 Columnas

Se propone columnas cuadradas de 80 X 80 cm cuidando que al menos existan 5 cm en ambos lados adicionales al ancho de las trabes que lleguen a ellas.

B.7. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos de acuerdo al RCDF.

- 1) *Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.*

Por inspección esta condición se cumple

- 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.*

$$\frac{H}{B} \leq 2.5 \quad \frac{18 \text{ m}}{51.2 \text{ m}} = 0.35 \leq 2.5$$

Esta condición se cumple.

- 3) *La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.*

$$\frac{L}{B} \leq 2.5 \quad \frac{51.2 \text{ m}}{51.2 \text{ m}} = 1 \leq 2.5$$

- 4) *En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.*

No se tienen entrantes ni salientes. Por lo tanto esta condición se cumple.

- 5) *En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.*

Se aseguró que esta condición se cumpliera debido a que se diseñó la losa de entrepiso.

- 6) *No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.*

$$A_{\text{huecos}} = 77.76 \text{ m}^2 < 20\% (2621.44 \text{ m}^2) = 524.29 \text{ m}^2$$

$$20\%L = 0.2(51.2 \text{ m}) = 10.24 \text{ m} \quad \text{y} \quad 20\%B = 0.20(51.2 \text{ m}) = 10.24 \text{ m}$$

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

Se observa que las dimensiones de la abertura es 7.20 y el 20% de la dimensión paralela es 10.24 m

Esta condición se cumple.

- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.*

Se ha propuesto el mismo peso en todos los entrepisos por lo tanto las cargas no difieren. Esta condición cumple

- 8) *Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.*

Esta condición cumple

- 9) *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.*

Esta condición cumple

- 10) *Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Tabla B.6 Rigideces de entrepiso

RIGIDECES DE ENTREPISO				
Piso	Rigidez X	Rigidez Y	Porcentaje X	Porcentaje Y
	Ton/cm	Ton/cm		
N-5	2554.75	2564.82		
N-4	2993.70	3003.42	15%	15%
N-3	3105.24	3114.65	4%	4%
N-2	3407.19	3416.60	9%	9%
N-1	5656.67	5669.03	40%	40%

Esta condición se cumple

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla B.7 Excentricidad torsional

EXCENTRICIDAD TORSIONAL								
Nivel	X _{CCM}	Y _{CCM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	Condición X	Condición Y
	m	m	m	m	m	m		
N-1	25.43	25.74	25.60	25.60	0.17	0.14	Cumple	Cumple
N-2	25.43	25.74	25.60	25.60	0.17	0.14	Cumple	Cumple
N-3	25.43	25.74	25.60	25.60	0.17	0.14	Cumple	Cumple
N-4	25.57	25.67	25.60	25.60	0.04	0.07	Cumple	Cumple
Azotea	25.60	25.60	25.60	25.60	0.00	0.00	Cumple	Cumple

Esta condición se cumple

De acuerdo con el RCMCH, (1999) Se evalúan las condiciones de regularidad, aunque se observa que éstas son menos exigentes que las dispuestas para el RCDF, se consideró que se cumpliera con ambas.

1. Sencillez, simetría y regularidad en planta

Esta condición se cumple

2. Plantas poco alargadas: relación lado mayor a lado menor ≤ 2.0

$$\frac{L}{B} \leq 2.0 \quad \frac{51.2 \text{ m}}{51.2 \text{ m}} = 1 \leq 2.0$$

Esta condición cumple

3. Sencillez, simetría y regularidad en elevación: relación altura a lado menor ≤ 1.5

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad \frac{18 \text{ m}}{51.2 \text{ m}} = 0.35 \leq 1.5$$

Esta condición se cumple

4. Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad

Esta condición se cumple

5. Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural

Esta condición se cumple

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.8. ESPECTROS DE DISEÑO

Se consideró usar el espectro de diseño propuesto por el RCMCH, 1999 para estructuras del Grupo A y para terreno firme tipo I. En la Tabla B.8 se indican los coeficiente sísmicos para estructuras del Grupo A y B en zonas Tipo I y II reglamentarias.

Tabla B.8 Coeficientes sísmicos del RCMCH, 1999

Coeficientes sísmicos		
Tipo de estructuras	B	A
Zona	C	C
I (Terreno Firme):	0.4	0.6
II (Terreno Medianamente Blando):	0.8	1.2

Zona	T ₁	r
I	1.00	1/2
II	2.00	2/3

Las ordenadas espectrales, “a”, expresadas como fracción de la gravedad están dadas por las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned} a &= C & \text{si } T \leq T_1 \\ a &= Cq & \text{si } T > T_1 \\ q &= \left(\frac{T_1}{T}\right)^r \end{aligned}$$

A continuación se presenta el espectro de diseño calculado. Es de notar que para lugares donde las fuentes sísmicas son cercanas, los espectros de diseño comienzan con una meseta, puesto que se presentan las mayores aceleraciones a periodos cortos.

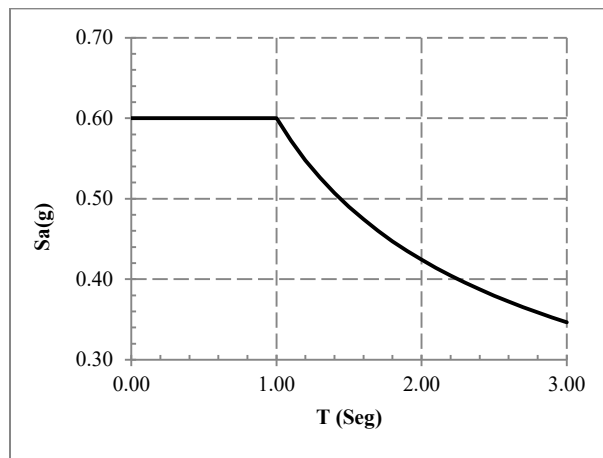


Figura B.3 Espectro de diseño para estructuras del grupo A, RCMCH, (1999)

Se redujo el espectro por ductilidad como se muestra a continuación. Para ello se dividieron todas las ordenadas espectrales entre $Q=4$

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

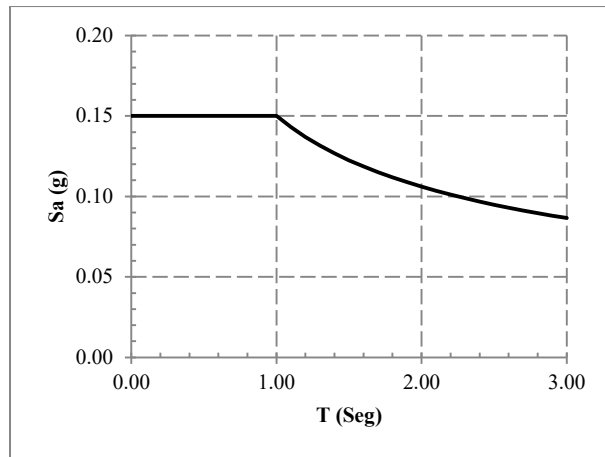
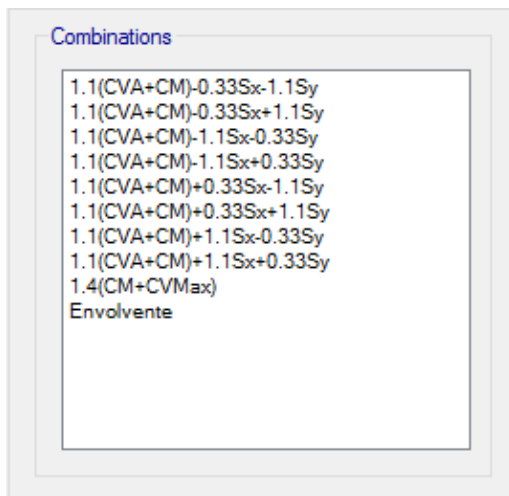


Figura B.4 Espectro de diseño reducido por ductilidad, RCMCH, (1999)

B.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se realizó el análisis modal espectral del edificio en el software ETABS 2013 para las combinaciones de carga mostradas en la figura B.5, se consideró una base rígida y se obtuvo un periodo fundamental de $T = 0.610$ segundos. En las figura B.6 a la B.9 se muestra la información modal que se obtuvo con el software.



dónde:

CM: Carga muerta

CVM_{max}: Carga viva máxima

CVA: Carga viva accidental

SX: Sismo en la dirección X

SY: Sismo en la dirección Y

Figura B.5 Combinación de cargas para diseño por sismo

Tabla B.9 Periodos estructurales de E3-R

No de Modo	Periodo (Seg.)	Frecuencia (Hz)
1	0.610	1.640
2	0.609	1.643
3	0.572	1.749
4	0.186	5.390
5	0.185	5.397
6	0.174	5.742
7	0.097	10.339
8	0.097	10.348
9	0.091	10.999
10	0.061	16.482
11	0.061	16.492
12	0.057	17.523

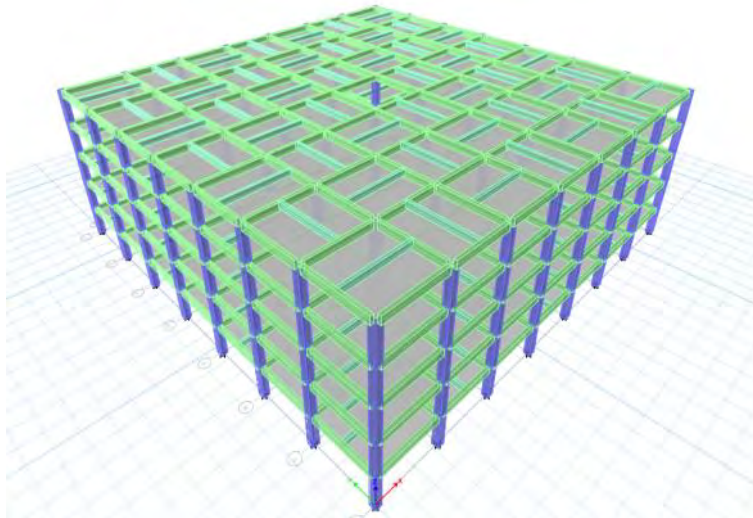


Figura B.6 Modelo tridimensional de E3-R

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

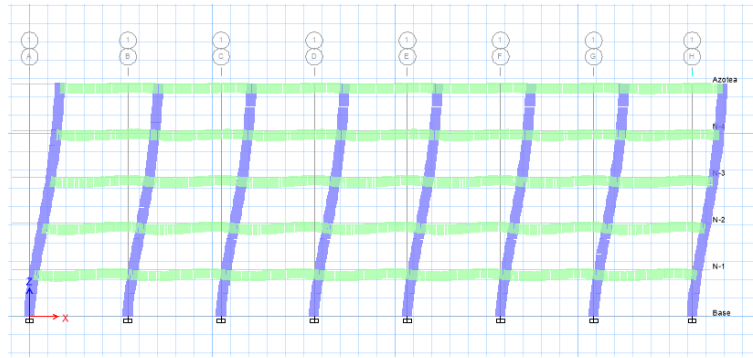


Figura B.7 Primer modo de E3-R

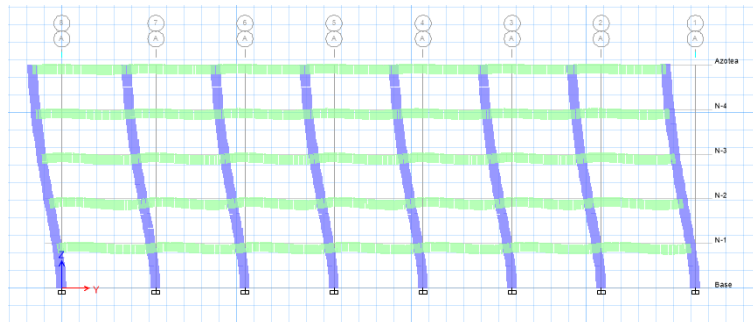


Figura B.8 Segundo modo de E3-R

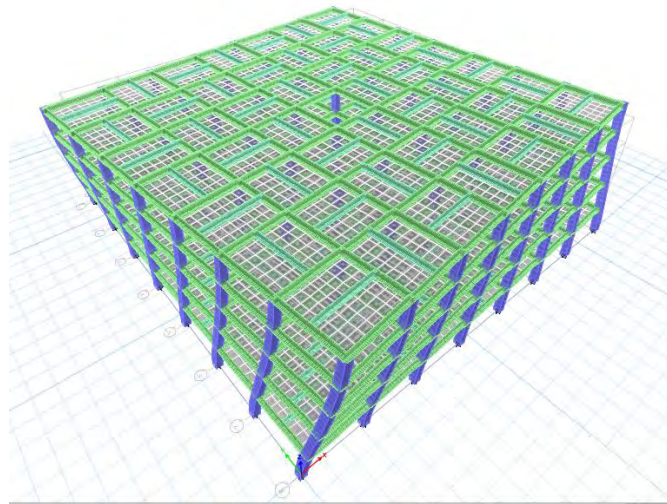


Figura B.9 Tercer modo de E3-R

B.9.1 Distorsiones de entrepiso

Se revisaron las distorsiones de entrepiso afectadas por los factores de ductilidad en las dos direcciones y se compararon con una distorsión máxima de 1.2 % de acuerdo al *RCMCH, 1999*. En la figura B.10 se muestran las distorsiones obtenidas.

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

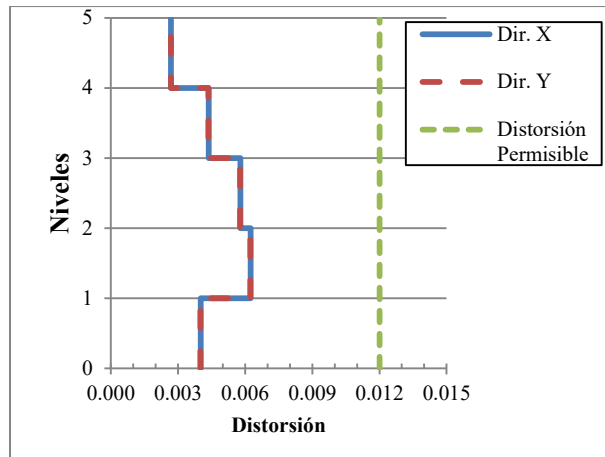


Figura B.10 Distorsiones de entrepiso de E3-R

B.10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO

B.10.1. Sistema de pisos

Se realizó el diseño de la losa para la combinación de cargas viva máxima y muerta. Se obtuvieron separaciones para las losas de azotea y entrepiso de 12 cm en los extremos y 24 cm en los centros para todos los tableros con un espesor de 13 cm. Además, se revisaron las deflexiones al centro del tablero crítico, cumpliendo estas con los estados límite del reglamento de construcciones del distrito federal (RCDF).

B.10.2. Trabes

Del análisis realizado con ETABS 2013, se obtuvieron los elementos mecánicos que actúan sobre las trabes y se eligió el eje más desfavorable en ambas direcciones. Del diseño se obtuvieron los armados en cada sentido que se muestran en la figura B.11

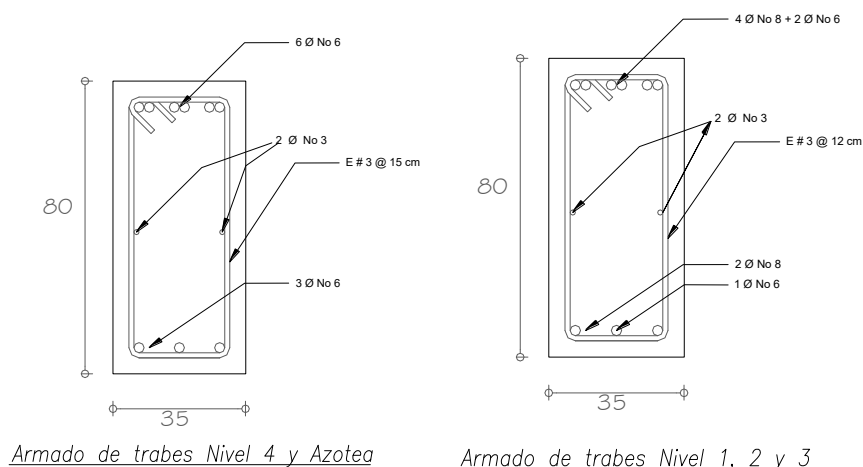


Figura B.11 Armado de trabes tipo

APÉNDICE B. DISEÑO DE EDIFICIO E3-R

B.10.3. Columnas

Una vez diseñadas las trabes, se calcularon los momentos resistentes reales de las secciones de las trabes para poder diseñar las columnas bajo el criterio columna fuerte viga débil. Se eligió la columna de las intersecciones del eje 2 y el eje B en la base de la estructura, siendo esta la columna crítica. En la figura B.12 se muestra el armado tipo de la columna C-1

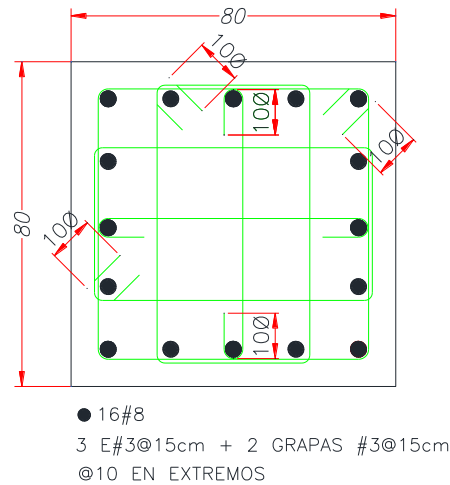


Figura B.12 Armado de columna tipo C-1

APENDICE C. CORRECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS

Para poder generar acelerogramas sintéticos, previamente se han corregido los registros originales (Semilla) del sismo del 14 de septiembre de 1995, las correcciones realizadas son dos: a) corrección por línea base y b) filtrado de la señal.

C.1 CORRECCIÓN POR LÍNEA BASE

Existen varias posibilidades para corregir la línea base de un registro, y la finalidad de este procedimiento es que al integrar un registro de aceleraciones se puedan obtener, si se integra una vez, un registro de velocidades y si se integra dos veces, un registro de desplazamientos. En muchas ocasiones, si no se realiza esta corrección, se pueden obtener resultados erróneos cuando se realizan análisis de estructuras, presentando deformaciones excesivas o permanentes, incluso en análisis elásticos. En la figura C.1 se muestra el ejemplo de un acelerograma sin corregir. Arriba, el registro de aceleraciones y en medio el registro de desplazamientos obtenido por un proceso de integración de la señal. Se observa que éste último no tiene la forma de un registro de desplazamientos. Abajo se muestra el registro de desplazamientos una vez corregido por línea base.

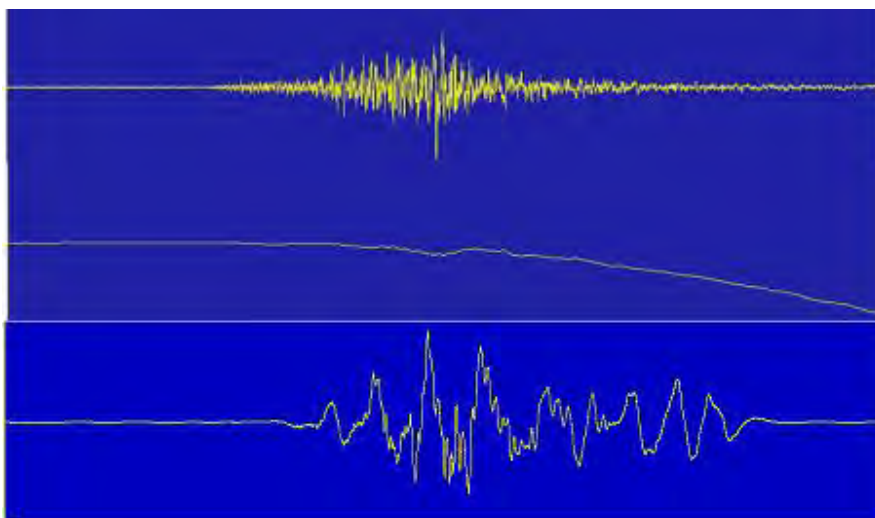


Figura C.1 Ejemplo de acelerograma sin corregir y corregido

Se utilizó el software DEGTRA para realizar las correcciones, utilizando una corrección normal de la línea base, la cual consiste en restar una constante a todo el acelerograma. Esta constante es el promedio de las aceleraciones comprendidas entre dos secciones del registro. La corrección, sin embargo, se aplica a todo el acelerograma. La corrección es tal que, después de aplicada, el promedio de las aceleraciones comprendidas entre las dos regiones seleccionadas, es cero.

C.2 FILTRADO DE LA SEÑAL

En ocasiones también se desea eliminar ciertas frecuencias en la señal, que no son de interés para los análisis realizados o corresponden a frecuencias espurias o ruido blanco introducido por los aparatos de registro. El software DEGTRA, permite realizar diferentes tipos de filtrado de la señal, en todos los casos, el filtrado se hace en el dominio de la frecuencia. Sea $y(t)$ la señal filtrada. Su transformada de Fourier, $Y(\omega)$ estará dada por:

$$Y(\omega) = H(\omega) X(\omega)$$

Donde $X(\omega)$ es la transformada de Fourier de la señal y $H(\omega)$ es el filtro. De acuerdo con el tipo de filtro, la función $H(\omega)$ toma diferentes valores. En este caso se ha utilizado un filtro pasa banda, que permite obtener un acelerograma con contenido de frecuencias acotada por una mínima y una máxima. En este trabajo se eligió de 0.25 y 50 Hz. El filtro se define como se muestra a continuación:

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f^2 - F_{min}F_{max}}{f(F_{max} - F_{min})} \right)^{2N}}}$$

Donde f es la frecuencia, F_{min} y F_{max} son la frecuencia mínima y máxima y N es el número de polos.

C.3 ACELEROGRAMAS CORREGIDOS

A continuación se muestran los acelerogramas corregidos como se explicó en las secciones anteriores, se muestra en las figuras C.2 Y C.3 los registros correspondientes a la dirección Norte-Sur y Este-Oeste. Además se muestra la comparación entre los espectros de Fourier y respuesta, los cuales han servido para garantizar que el acelerograma no cambia en sus características.

Como se puede observar en las figuras C.4 a C.7, los espectros de respuesta y Fourier prácticamente se sobreponen. Las diferencias que se aprecian en los espectros de Fourier en las figuras C.3 y C.5 son debidas a que se ha filtrado la señal a partir de una frecuencia mínima de 0.25 Hz, por lo que a partir de esta se empiezan a empatar ambos espectros, tanto el corregido como el original.

APÉNDICE C. CORRECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS

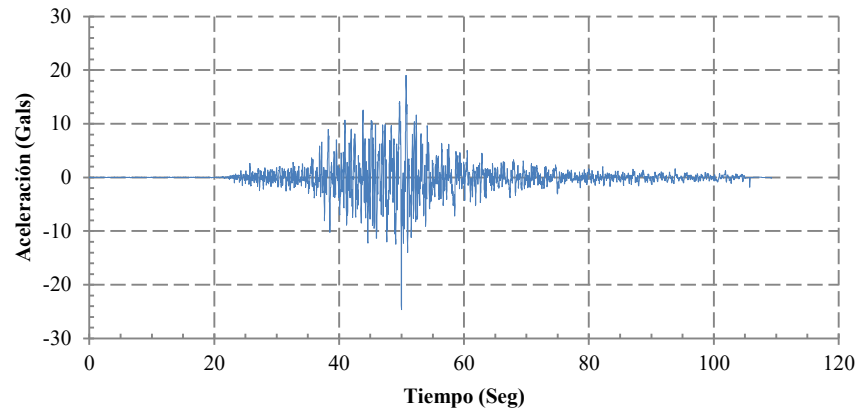


Figura C.2 Registro corregido del sismo del 14 de septiembre de 1995, Dir. N-S

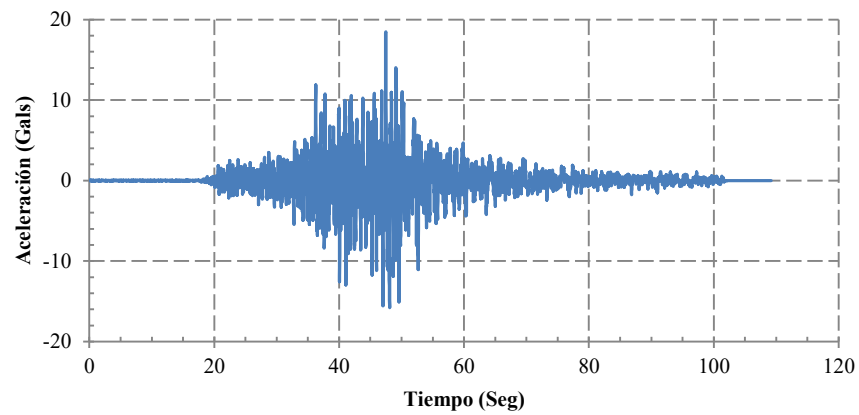


Figura C.3 Registro corregido del sismo del 14 de septiembre de 1995, Dir. E-O

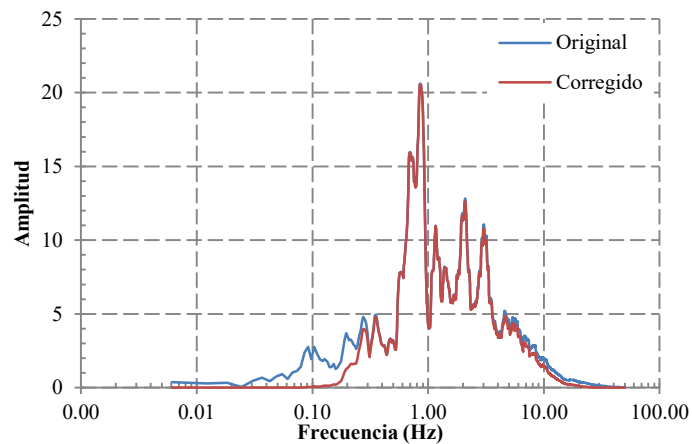


Figura C.4 Comparación entre los espectros de Fourier, original y corregido, Dir. N-S

APÉNDICE C. CORRECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS

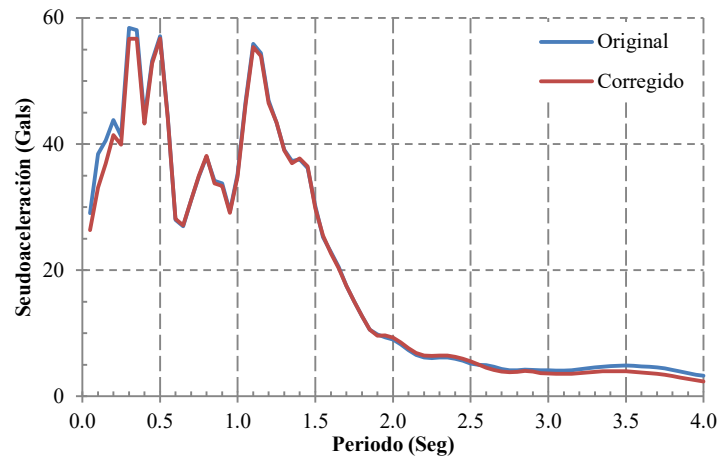


Figura C.5 Comparación entre los espectros de respuesta, original y corregido, Dir. N-S

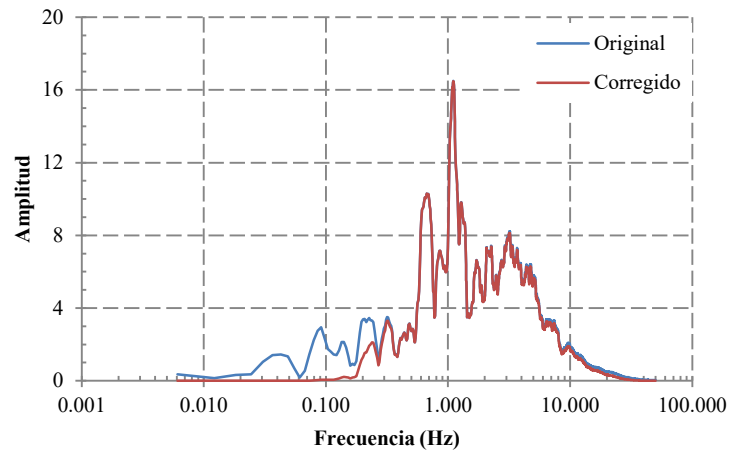


Figura C.6 Comparación entre los espectros de Fourier, original y corregido, Dir. E-O

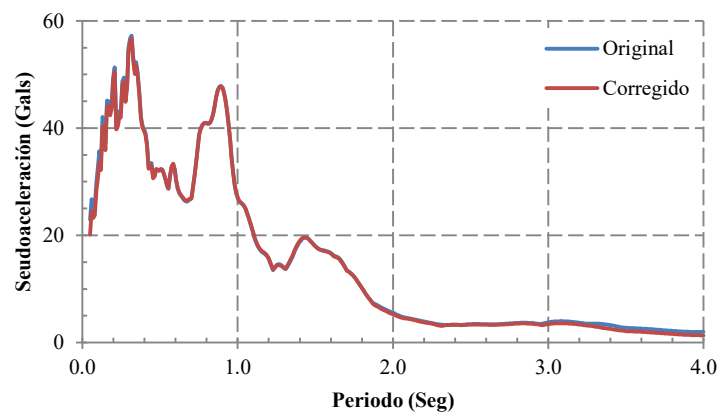


Fig. C.7 Comparación entre los espectros de respuesta, original y corregido, Dir. E-O

APENDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

D.1 EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN E1-H

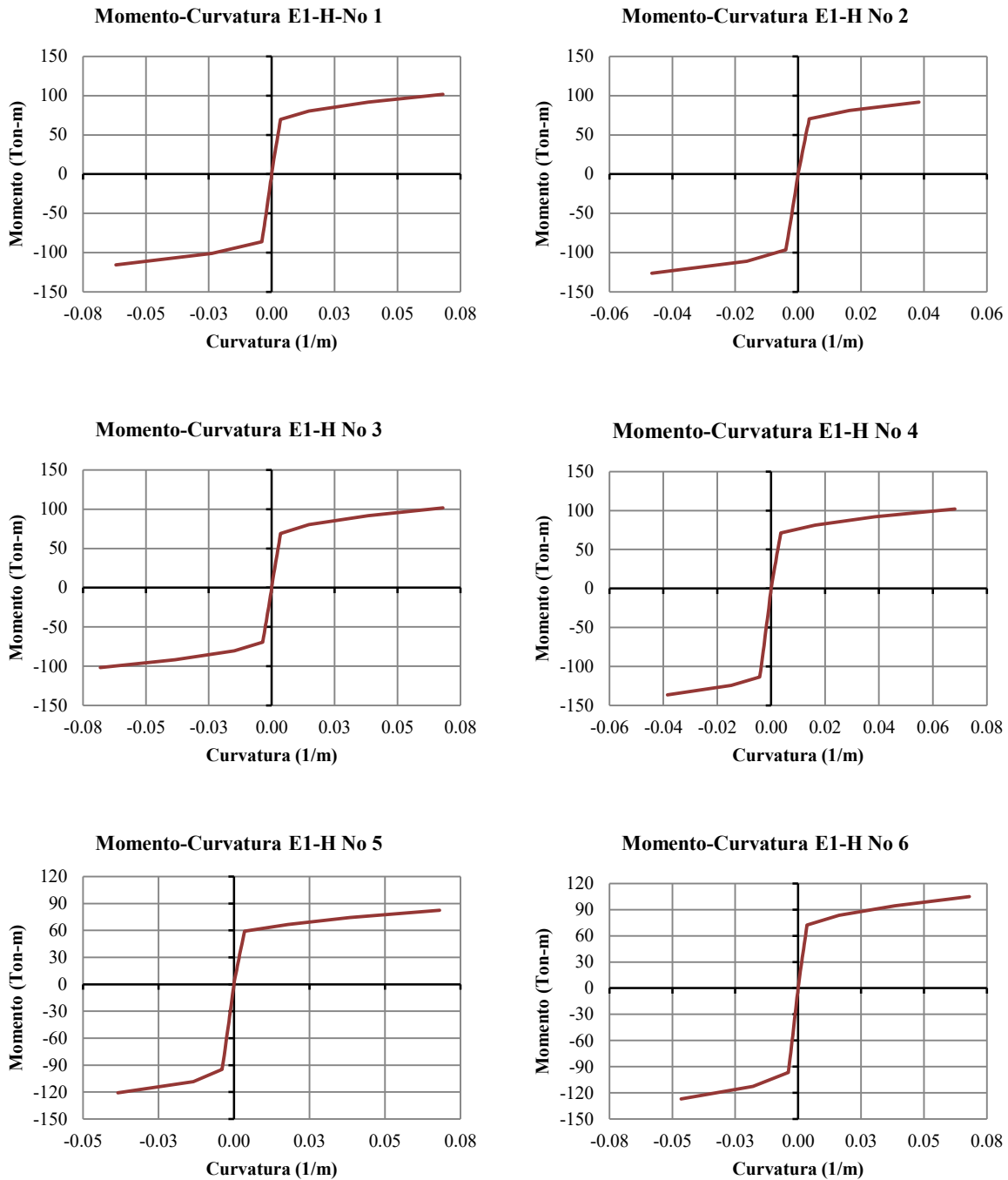


Figura D.1 Relaciones constitutivas para traves No. 1 a 6 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

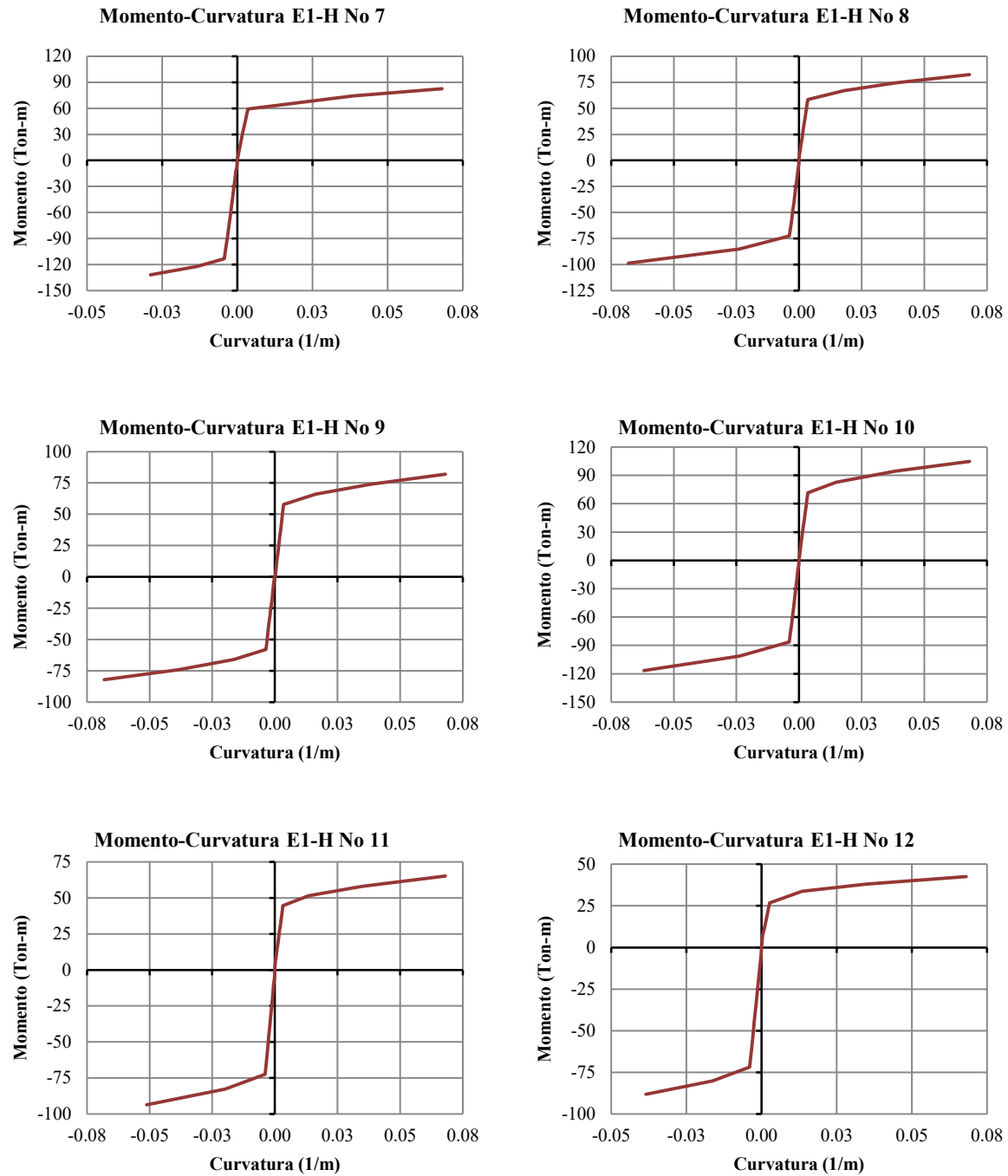


Figura D.2 Relaciones constitutivas para traves No. 7 a 12 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

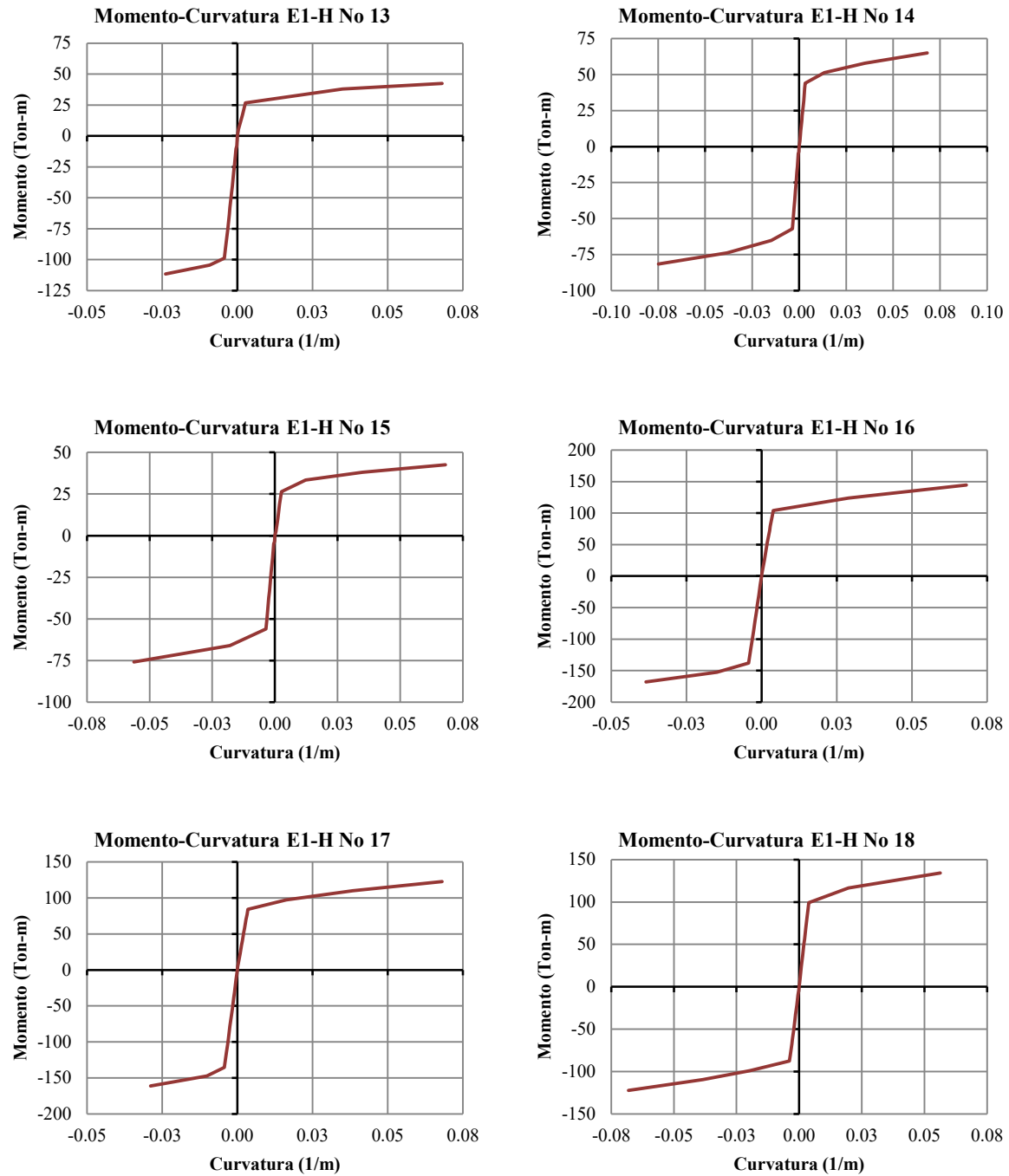


Figura D.3 Relaciones constitutivas para traves No. 13 a 18 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

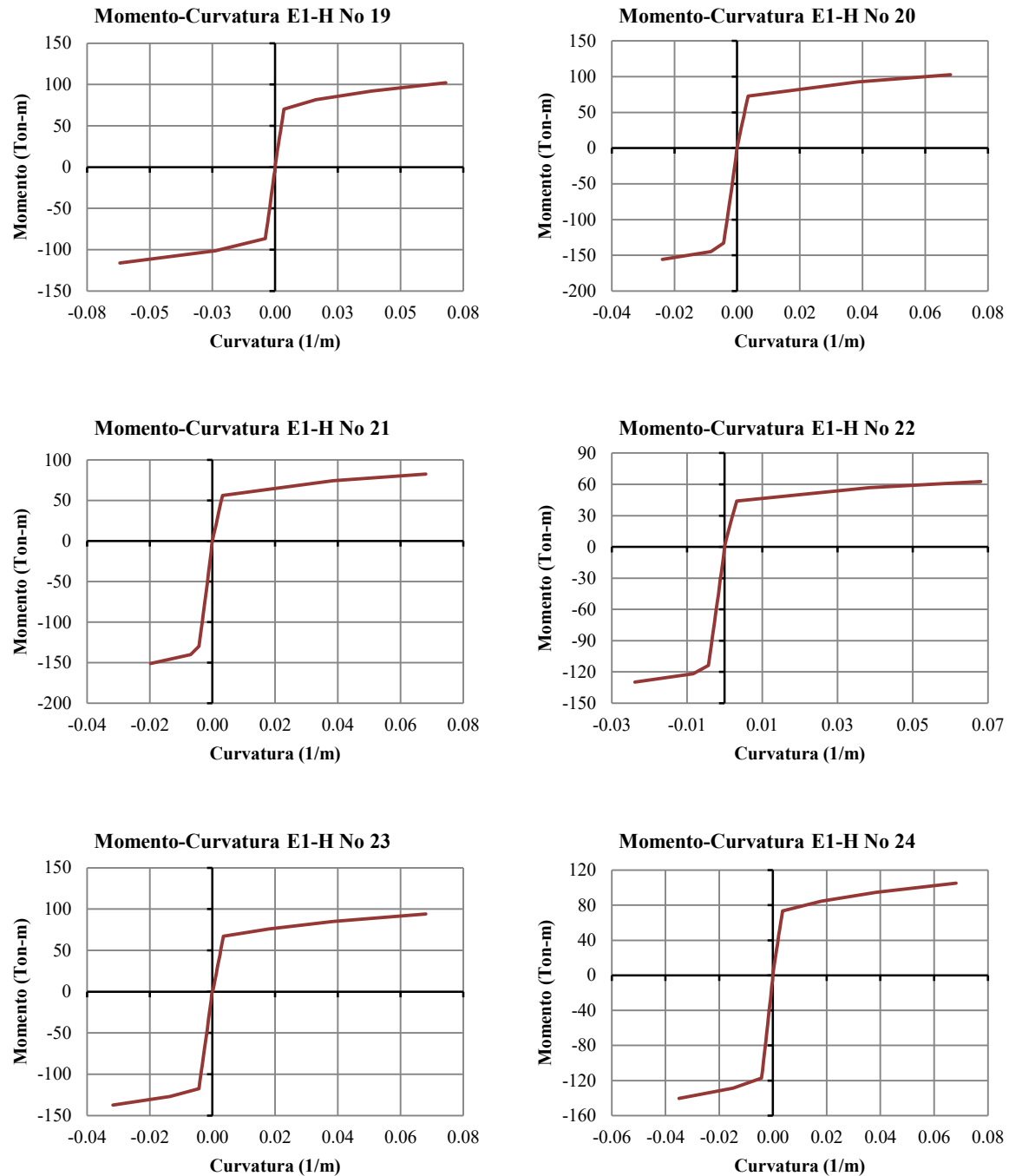


Figura D.4 Relaciones constitutivas para traves No. 19 a 24 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

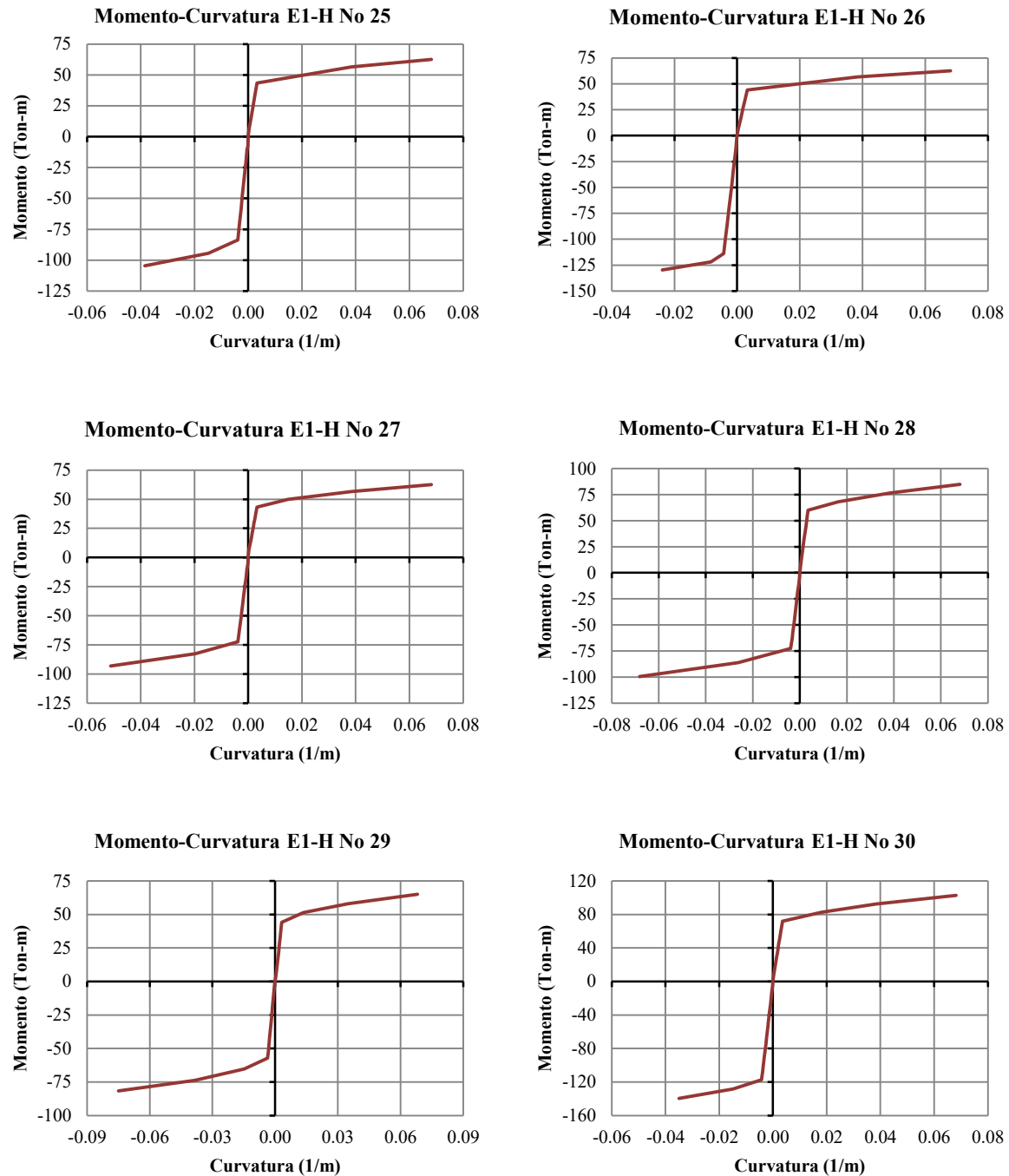


Figura D.5 Relaciones constitutivas para traves No. 25 a 30 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

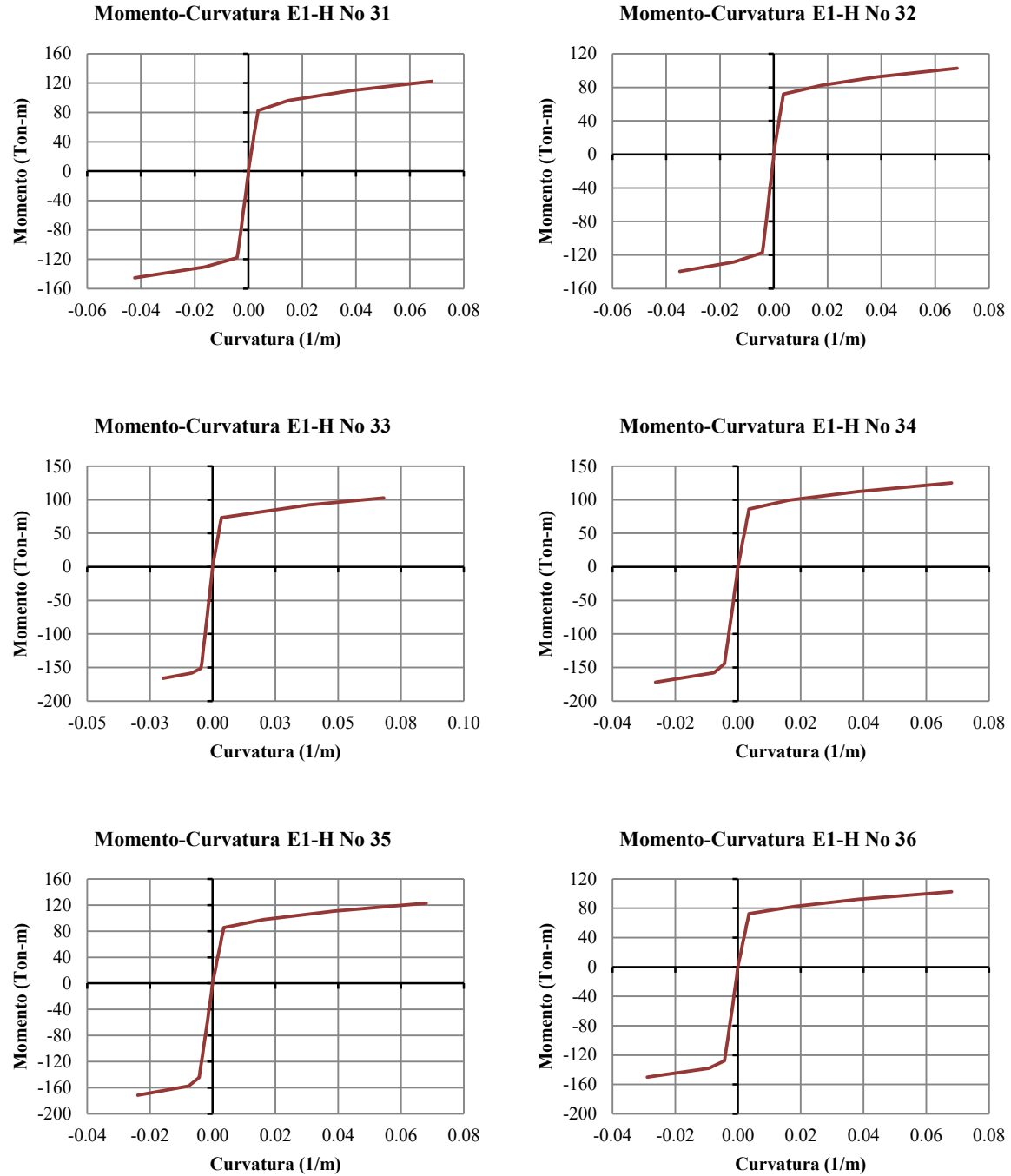


Figura D.6 Relaciones constitutivas para traves No. 31 a 36 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

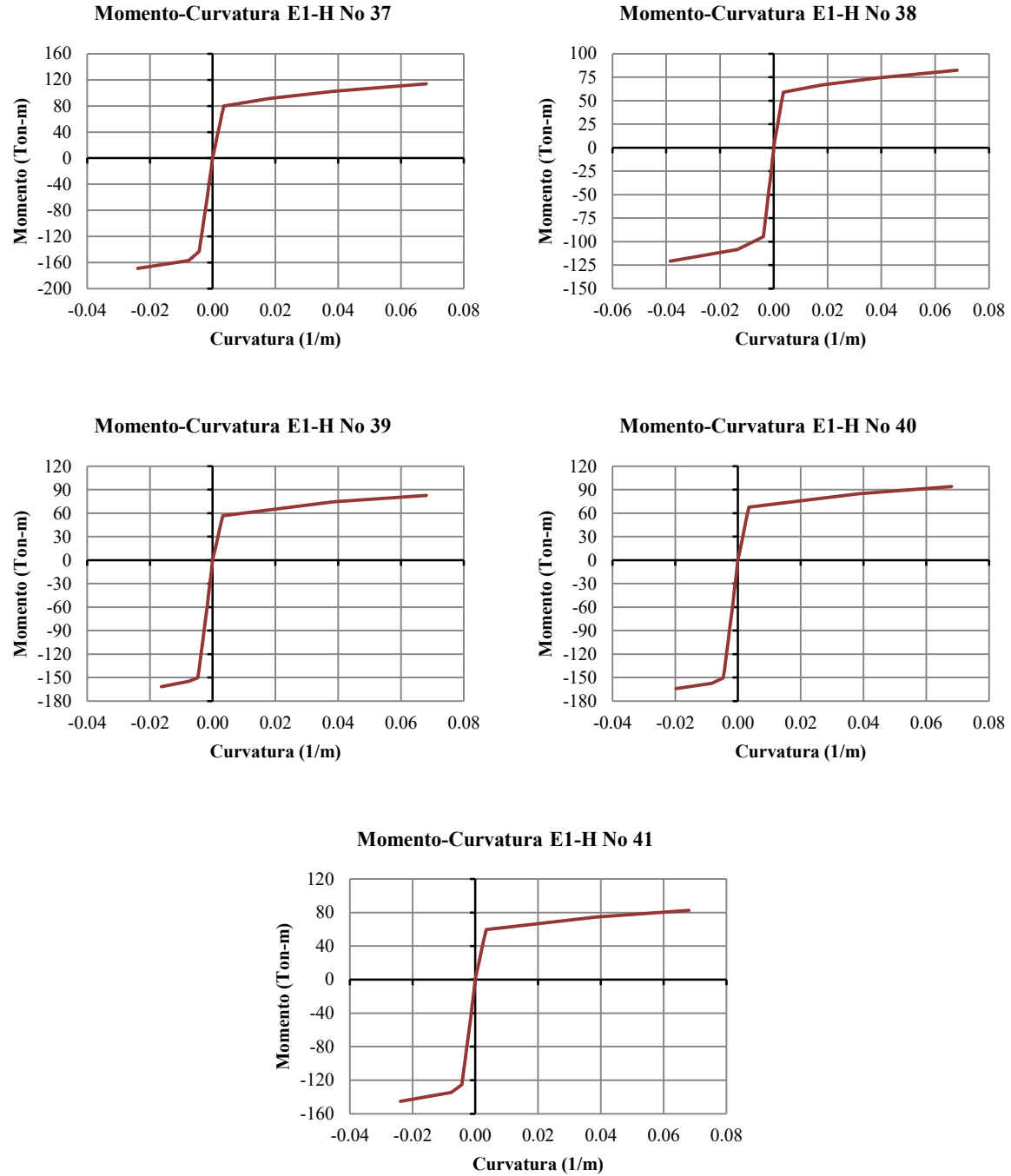


Figura D.7 Relaciones constitutivas para trabas No. 37 a 41 de E1-H

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

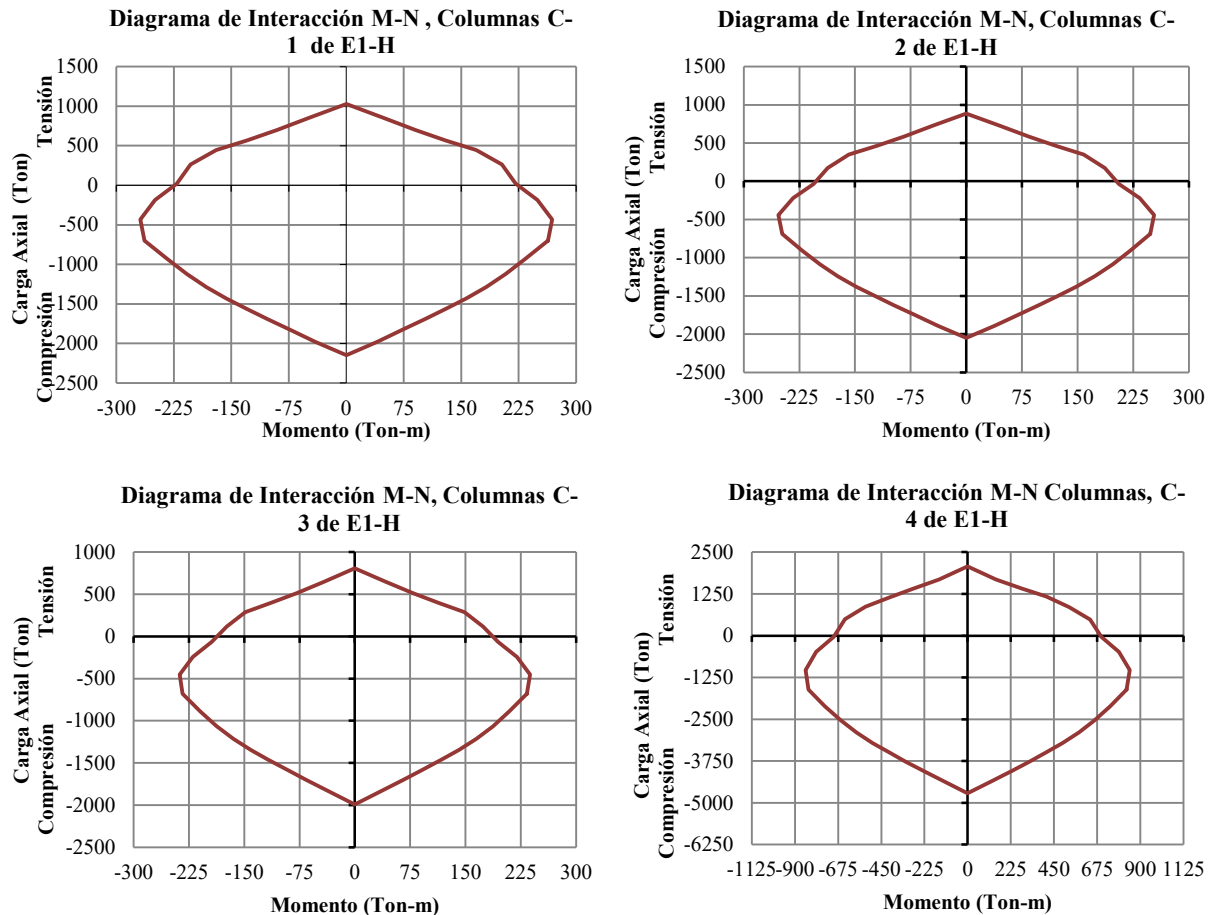


Figura D.8 Relaciones constitutivas para columnas No. 1 a 4 de E1-H

D.2 EDIFICIO CONSULTA EXTERNA E2-CE

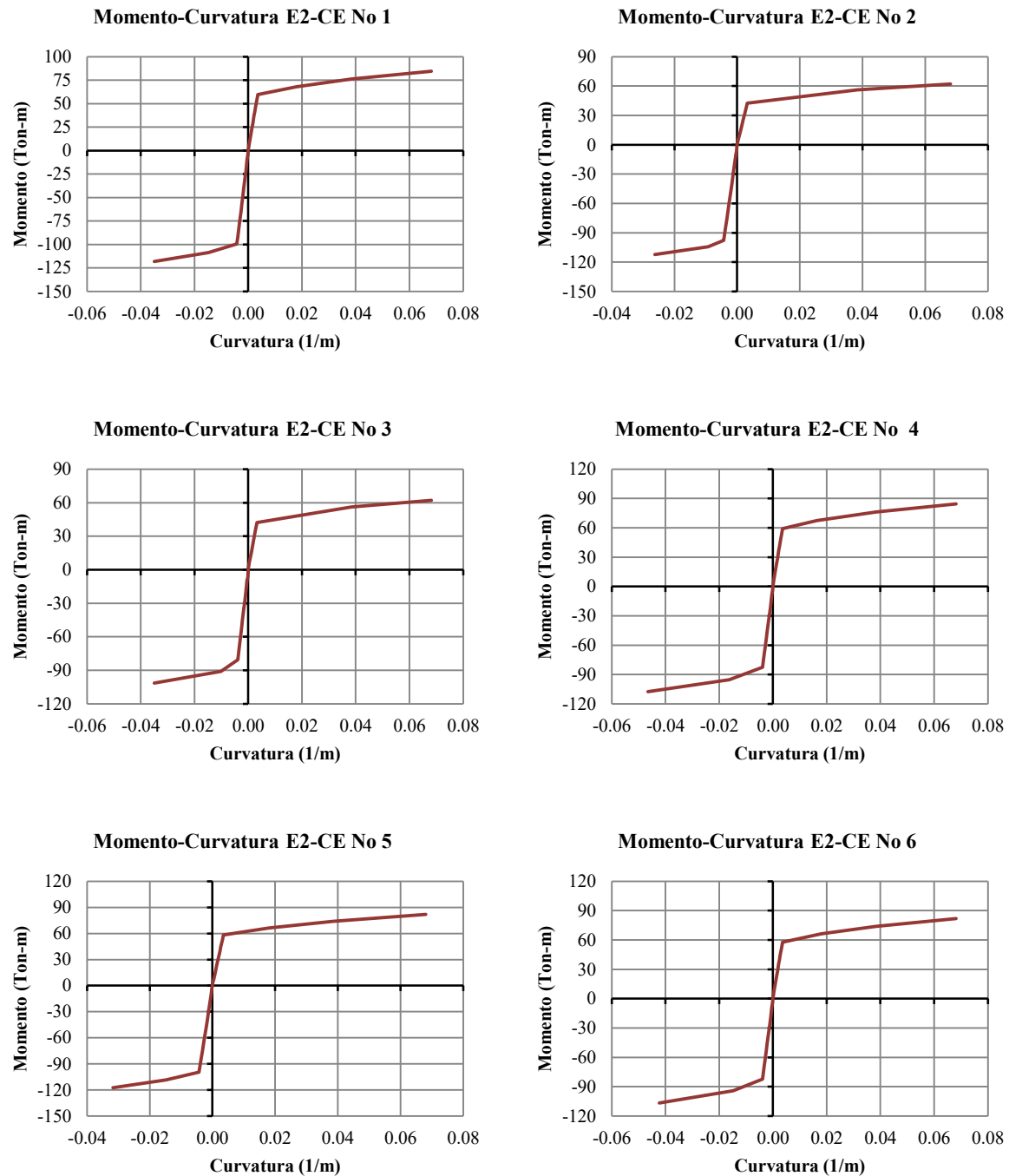


Figura D.9 Relaciones constitutivas para traves No. 1 a 6 de E2-CE

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

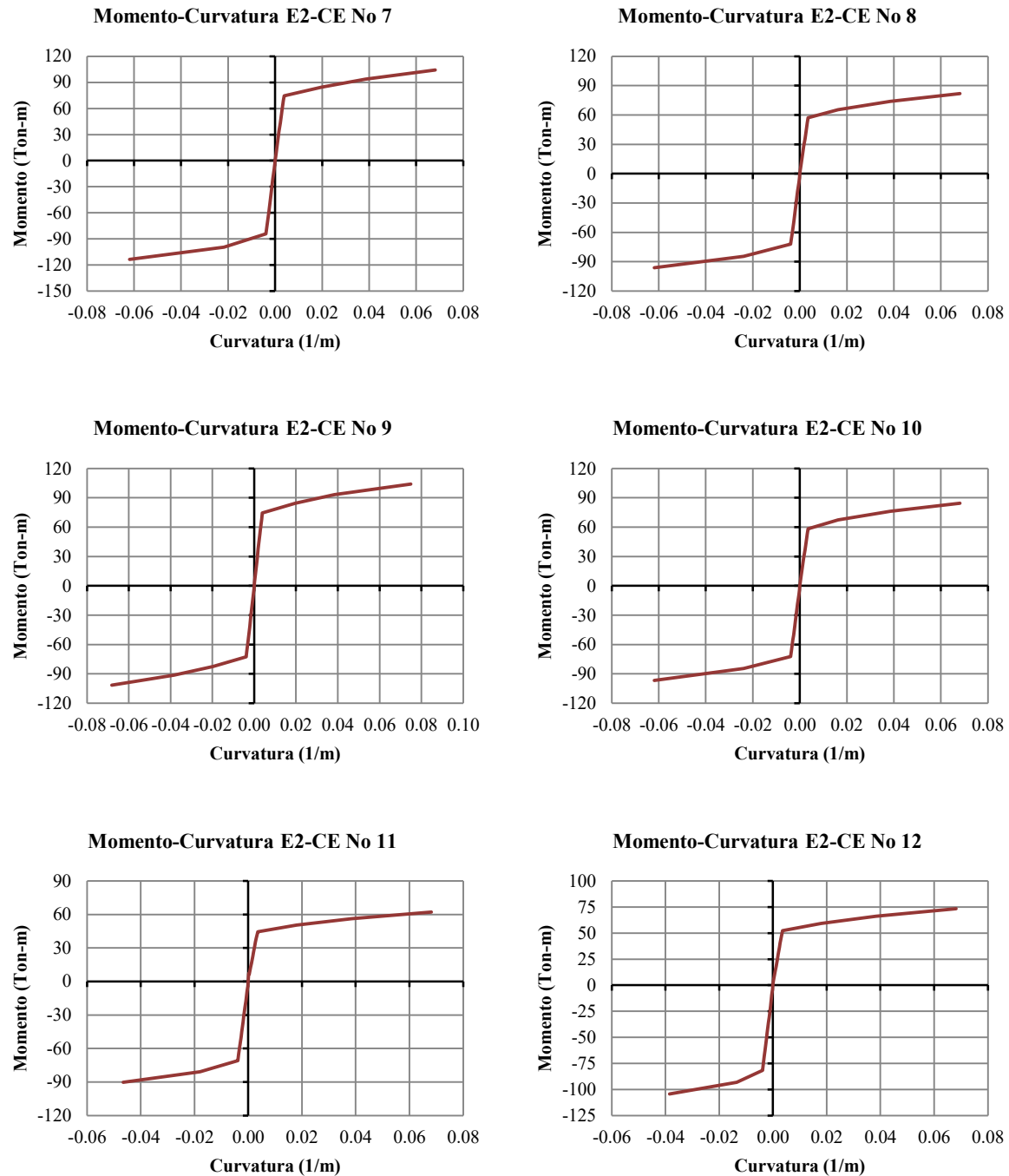


Figura D.10 Relaciones constitutivas para traves No. 7 a 12 de E2-CE

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

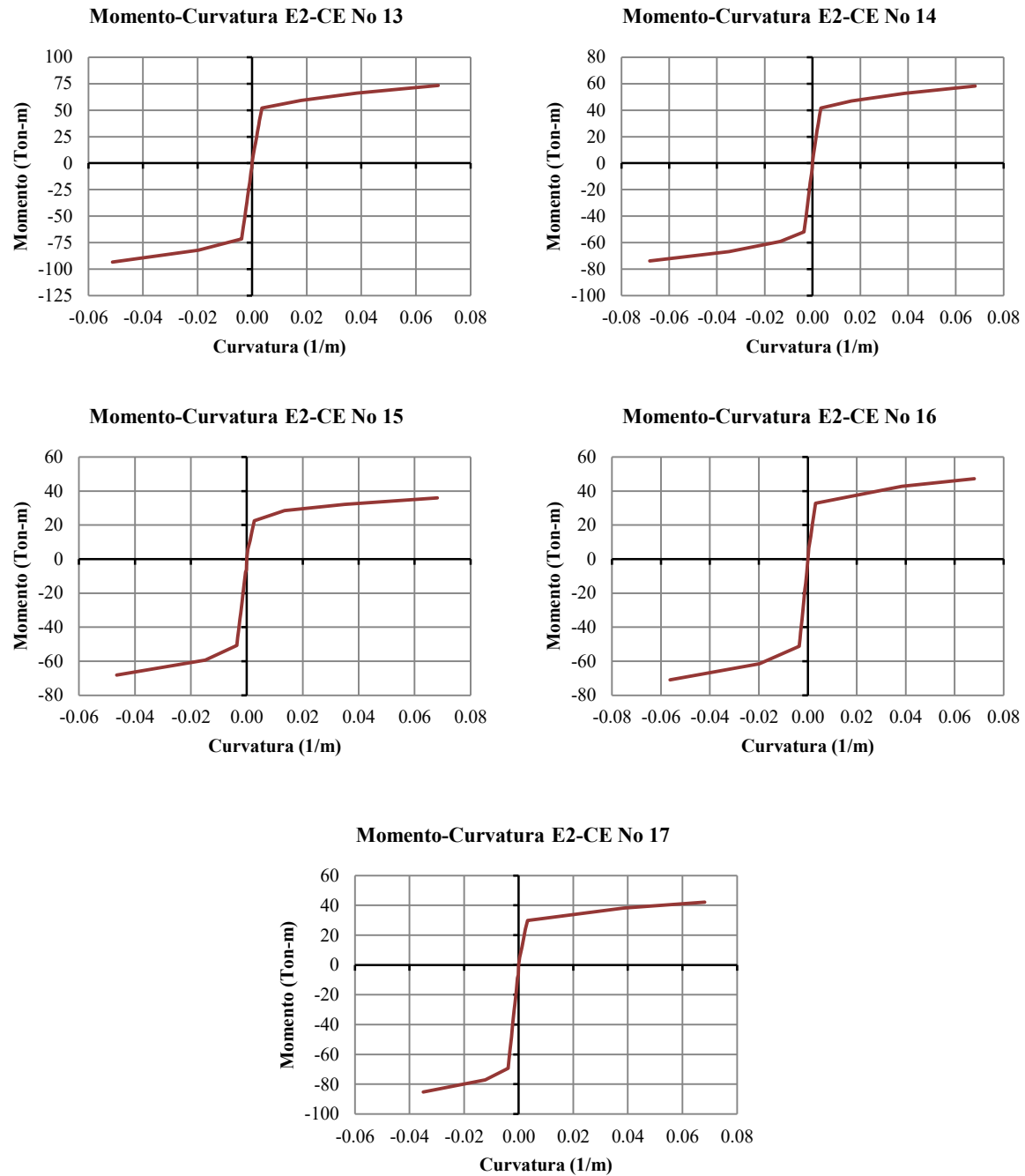


Figura D.11 Relaciones constitutivas para traves No. 13 a 17 de E2-CE

APÉNDICE D. RELACIONES CONSTITUTIVAS

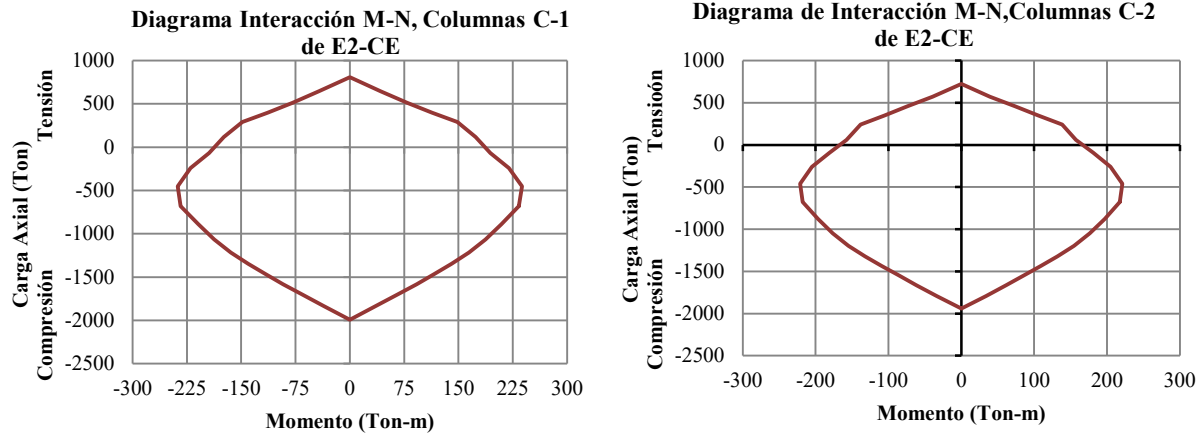


Figura D.12 Relaciones constitutivas para columnas No. 1 a 2 de E2-CE

D.3 EDIFICIO REGULAR E3-R

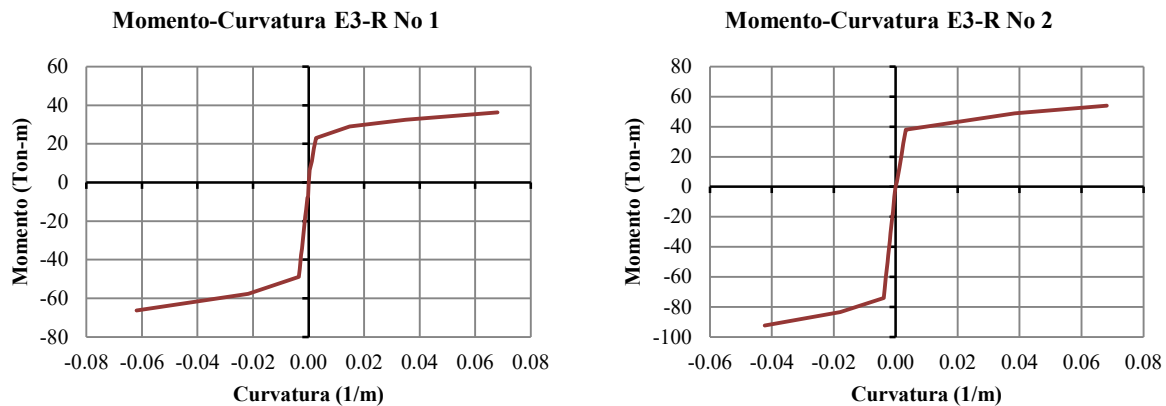


Figura D.13 Relaciones constitutivas para trabes No. 1 y 2 de E3-R

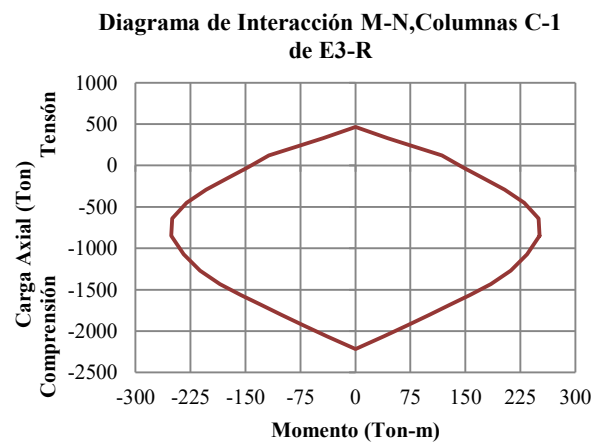


Figura D.14 Relaciones constitutivas para columna de E3-R

APENDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

En un sistema sismorresistente tradicional se busca, proporcionar una capacidad (rigidez y resistencia) tal que sea igual o mayor a la demanda. Este concepto permite cumplir con objetivos de diseño que son proporcionales al nivel de movimiento. Para un nivel de movimiento bajo, el sistema debe ser capaz de resistir sin presentar daño. Sin embargo, para un movimiento fuerte del terreno, el sistema estructural resiste sin colapsar, pero con daño estructural y no estructural. Por esta razón, para sistemas de infraestructura crítica donde se pretende que no exista daño, o este sea controlado, un sistema tradicional no es suficiente y no cumple con objetivos de diseño estrictos.

El aislamiento sísmico es un enfoque simple de diseño estructural para mitigar o reducir el potencial dañino de los sismos y se enfoca a reducir la demanda sísmica como alternativa al incremento de la capacidad resistente del sistema estructural. Debido a la baja rigidez del sistema de aislamiento, este incrementa de manera considerable el periodo de la edificación, lo que resulta en un decremento en las demandas de aceleración que suele venir acompañado con incrementos considerables en las demandas de desplazamiento lateral. La ventaja es que este, se acomoda casi exclusivamente en los aisladores.

El sistema de aislamiento funciona porque el primer modo de vibrar de la estructura aislada, que dinámicamente se asocia con la deformación del sistema de aislamiento, se acopla casi perfectamente a la excitación sísmica. Los modos superiores, que dinámicamente están asociados con la deformación de la superestructura, son ortogonales al primer modo y por lo tanto, a la excitación sísmica. Bajo estas circunstancias los modos superiores se excitan poco y la superestructura queda libre de deformaciones laterales de importancia (*Terán, 2016*).

E.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En este trabajo se decidió aislar el edificio E2-CE para mostrar cómo sería la respuesta de los CNEs en un edificio aislado y mostrar que los sistemas de control permiten que el desempeño estructural sea más adecuado. Se realizaron las siguientes consideraciones para el diseño del sistema de aislamiento.

- Se considera que el edificio E2-CE se desplanta sobre terreno firme
- El sistema de marcos se considera sólo para resistir las cargas gravitacionales, siendo el sistema de aislamiento el sismorresistente
- Se considera que hay un adecuado contraste de rigidez entre la superestructura y el sistema de aislamiento, esto se logra adicionando contravientos al sistema gravitacional, que sólo son necesarios para aportar rigidez

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

- Los elementos no estructurales que se encuentran en la base se supone que son capaces de acomodar los desplazamientos del sistema de aislamiento de manera adecuada.

E.2 MÉTODO DE DISEÑO

La metodología utilizada para diseñar el sistema de aislamiento consiste en los siguientes puntos:

- Se rediseña el sistema de marcos, para sólo resistir cargas gravitacionales, de esta manera se logran obtener los beneficios de reducir secciones de las trabes y columnas.
- Se selecciona un desplazamiento objetivo para el sistema de aislamiento
- Con el desplazamiento objetivo se intersectan los espectros de respuesta de desplazamientos para distintos niveles de amortiguamiento. Esto proporciona idea del tipo de aislador a utilizar.
- Se selecciona de manera razonable un periodo que está asociado al periodo del sistema aislado.
- Se estima una relación de periodos entre el sistema de aislamiento y el sistema gravitacional igual a 5 y se calcula el periodo que debe tener el sistema gravitacional (Periodo objetivo). Debido al rediseño, este resultó en un alargamiento de su periodo fundamental.
- Se adiciona rigidez al sistema gravitacional mediante la implementación de contravientos, de tal manera que se obtenga el periodo objetivo del paso anterior.
- Se proponen los aisladores con la ayuda de algún catálogo, de tal manera que sus características geométricas y de resistencia sean adecuadas
- Se calcula el nuevo periodo del sistema de aislamiento y se revisa, de manera estática, que no se rebase el desplazamiento máximo en cada aislador
- Se evalúa el sistema aislado con un análisis paso a paso para el sismo de diseño y se verifica que la estructura tenga la respuesta esperada.

E.3 DISEÑO DEL SISTEMA GRAVITACIONAL

Se rediseñó el sistema de marcos para sólo resistir las cargas gravitacionales, permitiendo reducir el tamaño de los elementos estructurales.

Las cargas utilizadas son las mismas que se presentan en el Apéndice B, las cuales fueron aplicadas para todos los edificios.

Se utilizó una combinación de carga viva más carga muerta (CV +CM) afectadas por un factor de carga de 1.4. Como la combinación es la misma con la que la losa fue diseñada originalmente para el edificio ya construido, se decidió utilizar el mismo armado especificado en los planos estructurales.

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

Del diseño se obtuvieron las secciones mostradas en la figura E.1, las cuales han servido para realizar el modelado no lineal del edificio. Este se realizó con las recomendaciones del FEMA 356.

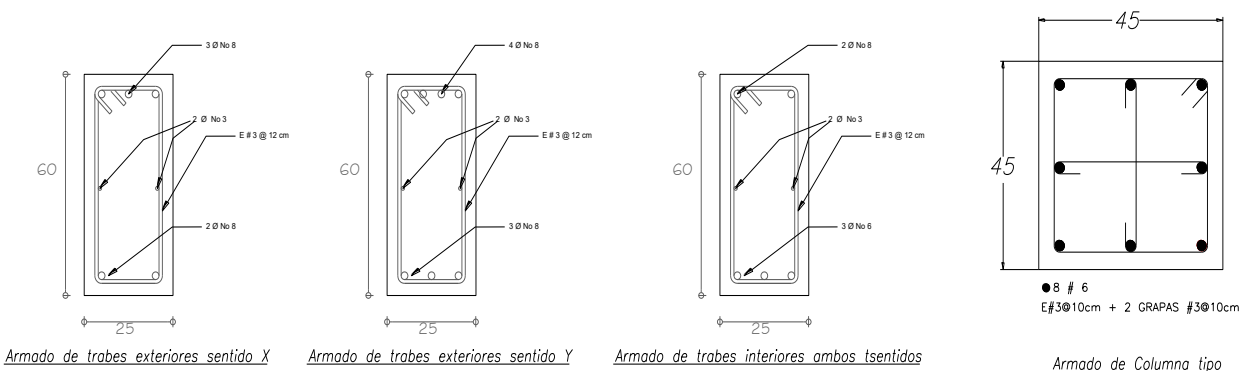


Figura E.1 Armado de los elementos estructurales

E.4 DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Para diseñar el sistema de asilamiento se partió de proponer un desplazamiento máximo $D_{\max}=35\text{cm}$ y se intersectaron en los espectros de desplazamientos, con el objetivo de tener un rango de periodos para distintos niveles de amortiguamiento y así determinar el tipo de aisladores a utilizar.

En la Figura E.2 se muestran los espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento. Este espectro se calculó a partir del espectro de aceleraciones de diseño obtenido del software PRODISIS 2.0.

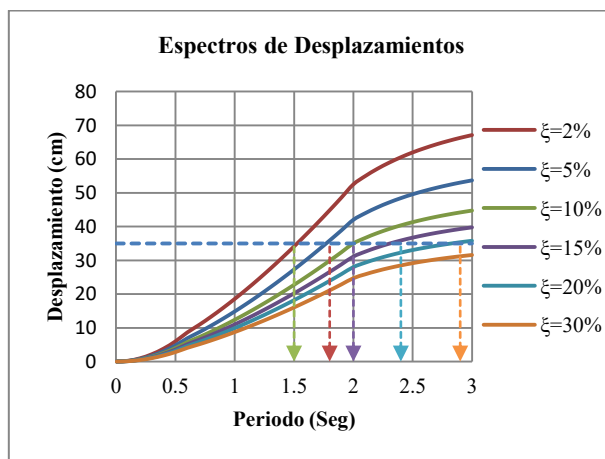


Figura E.2 Espectros de desplazamientos para distinto nivel de amortiguamiento

En la figura E.2 se observa que para periodos dentro del rango como es usual en la práctica (2 a 3 segundos) se pueden lograr con amortiguamientos del 15 y 20%, por lo que aisladores de

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

hule puede ser una solución válida con 15% de amortiguamiento para un desplazamiento máximo de 35cm.

Se determinó utilizar tres tipos de aisladores de hule con base en la descarga de cada columna. Cuando se utiliza sólo hule, las diferencias en las descargas, puede provocar deformaciones diferenciales en los aisladores por lo que se tienen que seleccionar aisladores con diferente tipo de hule o diferente geometría. Se eligieron del catálogo de aisladores de hule de FIP los modelos de aisladores que se muestran en la tabla E.1 y se han clasificado las descargas de las columnas como esquina, borde e interior.

Tabla E.1 *Aisladores seleccionados*

Tipo	Descripción	Ke (kN/mm)	Kv (kN/mm)	H (mm)	Diametro del hule (mm)
Esquina	SI-S 550/175	0.54	689	337	550
Borde	SI-N 550/175	1.09	1010	337	550
Interior	SI-S 700/180	0.86	957	341	700

Con las propiedades de los aisladores y la masa de la estructura se calcularon la rigidez lateral y el periodo del sistema de aislamiento como se muestra:

$$\text{Rigidez lateral: } K_T = \sum_i^n K_{e_i} = 36.078 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}}$$

$$\text{Masa del sistema: } m = 444.046 \frac{\text{tonfs}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Periodo del sistema aislado: } T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_T}} = 2.204s$$

Con el periodo calculado se obtiene el desplazamiento esperado en el sistema de aislamiento D=33.83cm.

E.5 RIGIDIZACIÓN DEL SISTEMA GRAVITACIONAL

Para que la respuesta del primero modo, este asociada el sistema de aislamiento, es necesario que exista un buen contraste de rigidez entre la superestructura y la base aislada. Si se propone que la relación de periodo de la base y periodo de la superestructura sea igual a 5, se garantiza que el sistema de aislamiento tendrá el comportamiento esperado.

Como el sistema gravitacional ha sido rediseñado con secciones de elementos estructurales más pequeñas, el periodo fundamental ha aumentado. Se realizó un análisis modal y se obtuvo

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

que el periodo del sistema gravitacional es de 0.828 segundos, entonces, para lograr el contraste de rigideces propuesto, se necesita rigidizar el sistema gravitacional; esto se logra añadiendo contravientos de tal forma que se obtenga un periodo de 0.441 segundos. En la figura E.3 se muestra el modelo rigidizado con contravientos y para el cual se estimó un periodo fundamental de 0.400 segundos

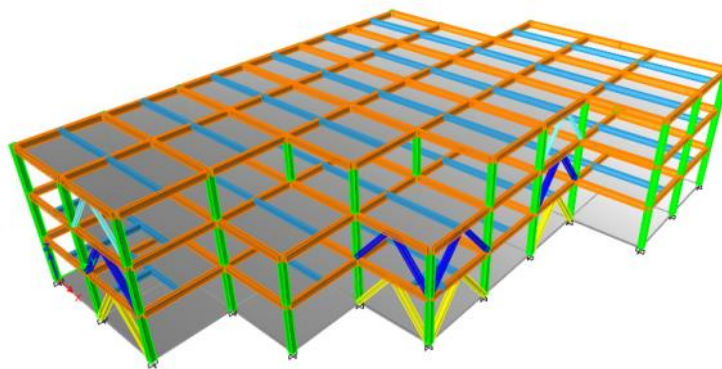


Figura E.3 Modelo del edificio E2-CE rigidizado con contravientos

E.6 SISMO DE DISEÑO

El espectro de desplazamientos mostrado en la Figura E.1 corresponde al espectro de diseño en roca de acuerdo con el MOC-CFE. Para determinar el acelerograma con el que se tiene que evaluar el sistema de aislamiento, se realizó un proceso similar al mostrado en el Capítulo 3.

Se ajustó el espectro de respuesta del sismo del 14 de septiembre de 1995, para que empatara con el espectro de diseño del MOC-CFE y se muestra en la figura E.4

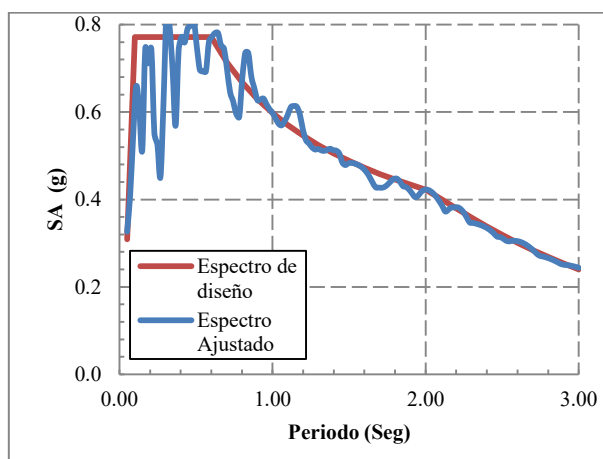


Figura E.4 Comparación entre espectro de diseño y espectro de respuesta ajustado Dir. N-S

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

Aunque es difícil concebir un acelerograma que se puede ajustar al contenido de frecuencias de un espectro de diseño, por el concepto mismo que este último representa, se ha intentado reproducirlo en la zona de interés (periodos largos). Se generaron acelerogramas sintéticos para las dos direcciones ortogonales y sólo se consideró un sismo para ejemplificar la metodología. En las Figuras E.5 y E.6, se muestran los acelerogramas generados.

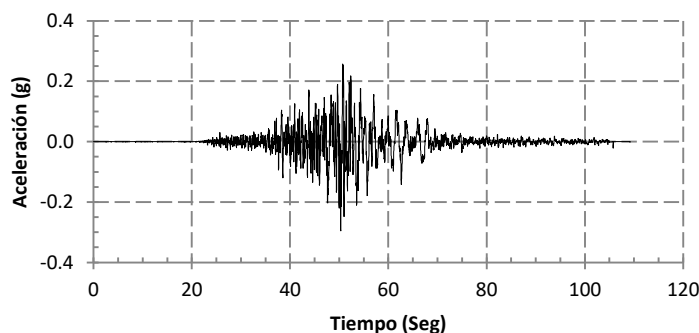


Figura E.5 Acelerograma sintético Dir. N-S

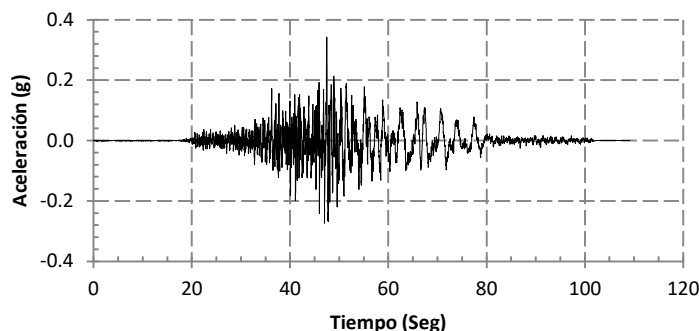


Figura E.6 Acelerograma sintético Dir. E-O

E.7 EVALUACIÓN DEL SISTEMA AISLADO

Para la evaluación del comportamiento de un sistema aislado, es conveniente realizar un análisis paso-a-paso no lineal y revisar que la estructura permanezca elástica, además que no se exceda el desplazamiento máximo de cada aislador. Debido a que las herramientas computacionales con las que se cuentan no permiten tomar el amortiguamiento de los aisladores en la matriz de amortiguamientos, cuando se soluciona la ecuación de movimiento, para análisis paso-a-paso no lineal, se optó por seguir la siguiente metodología:

- Mediante un análisis estático no lineal (Pushover) del sistema gravitacional, se determinó la distorsión asociada al nivel de desempeño de ocupación inmediata.
- Se realizó un análisis paso-a-paso elástico y se revisó que el desplazamiento en la base no se exceda el máximo de cada aislador (35 cm).

APÉNDICE E. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

- Se revisó que las distorsiones en cada entrepiso no excedieran la distorsión de ocupación inmediata calculada en el paso 1.

La metodología anterior sólo es válida si el sistema se comporta elástico. Siempre que se tenga un adecuado contraste de rigideces, se puede realizar ésta suposición. En la Figura E.7 se muestran las curvas de capacidad para las dos direcciones y los límites de distorsiones para ocupación inmediata.

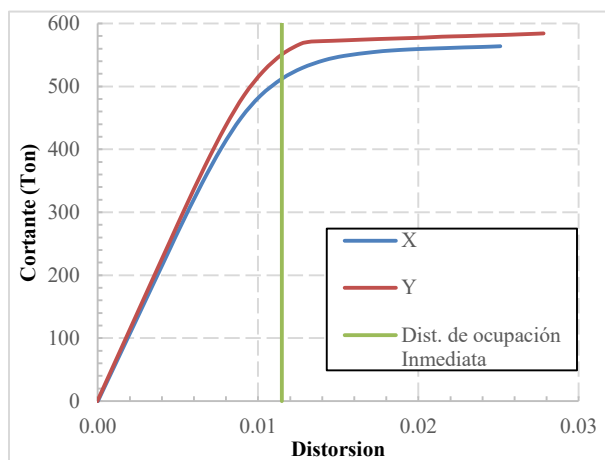


Figura E.7 *Curvas de capacidad global del sistema gravitacional para ambas direcciones*

Del análisis paso-a-paso se obtuvieron los desplazamientos para el nodo más alejado del centro de masas y que exhibe los mayores desplazamientos. En la Figuras E.7 se muestra la historia de desplazamientos para el nodo más alejado al centro de masa de la estructura, donde se observa que estos no exceden de 35 cm de desplazamiento máximo del aislador.

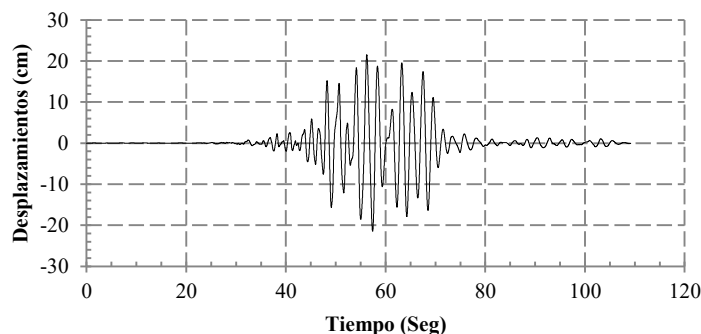


Figura E.8 *Historia de desplazamientos en el sistema de aislamiento*

En la superestructura se revisaron las distorsiones de entrepiso, las cuales resultaron mucho menores que la distorsión asociada a ocupación inmediata (0.012). En la Figura E.8 se muestran las distorsiones máximas calculadas.

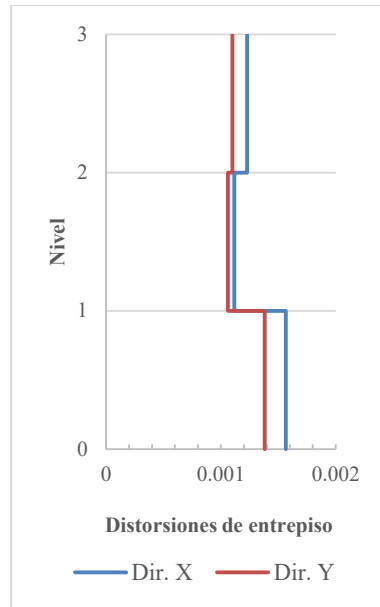


Figura E.9 Distorsiones máximas de entrepiso

E.8 ESPECTROS DE PISO

Se calcularon los espectros de piso en el sistema asilado para el mismo nodo que se calcularon en el sistema tradicional mostrado en el capítulo 4. Se presentan en las figuras E.9, E.10 y E.11 los espectros de piso.

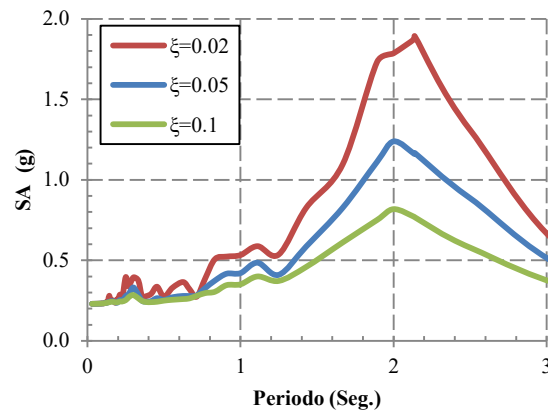


Figura E.10 Espectro de Seudoaceleraciones nivel de azotea

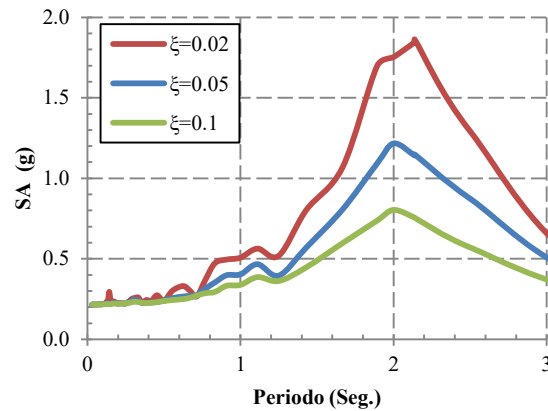


Figura E.11 Espectro de Seudoaceleraciones nivel 2

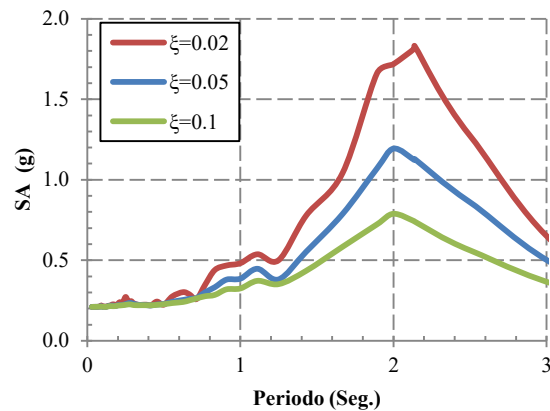


Figura E.12 Espectro de Seudoaceleraciones nivel 1

Se puede observar que se han reducido de las aceleraciones espectrales pico, de 12 a casi 2 veces la aceleración de la gravedad para amortiguamientos bajos, además éste pico se presenta a periodos largos, por lo que los CNEs no presentarían demandas grandes de aceleración lo que se traduce en daño controlado.

Aunque la comparación directa no es adecuada, debido a que la excitación sísmica es mucho menor que la empleada para el sistema tradicional de E2-CE, se pueden comparar si se normalizan las **aceleraciones** espectrales por el PGA, como se muestra en el Capítulo 5.